J. AARE V. KULBACH

METALL-KONSTRUKTSIOONID

II

METALLKONSTRUKTSIOONID II

A-23657

J. AARE
TEHN. KAND. DOTS.

V. KULBACH
TEHN. KAND. DOTS.

METALL-KONSTRUKTSIOONID II

EESTI NSV KÕRGEMA JA KESK-ERIHARIDUSE MINISTEERIUMI POOLT LUBATUD KASUTADA ÕPIKUNA EESTI NSV KÕRGEMATES KOOLIDES EHITUSE ERIALADEL

[illegible]

KIRJASTUS „VALGUS" * TALLINN 1970

6E6
AO4

Kaane kujundanud L. Kruusmaa

УДК 624.013

Металлические конструкции II

ААРЕ И. И., КУЛЬБАХ В. Р.

В книге изложены конструирование и расчет большепролетных покрытий, многоэтажных каркасных зданий, листовых конструкций и мачт, а также вопросы проектирования, изготовления и экономики металлических конструкций.

Является продолжением книги «Металлические конструкции I» тех же авторов (1961) и выходит в серии книг по строительным конструкциям, составленным коллективом кафедры строительных конструкций ТПИ под общим руководством проф. Х. ЛАУЛЬ.

Предназначен учебником для студентов специальности «промышленное и гражданское строительство» и может быть использован в качестве пособия для инженеров и техников-строителей, а также учебного пособия для учащихся техникумов.

Käesolevas teoses käsitletakse suuresildeliste katusekonstruktsioonide, mitmekorruseliste karkasshoonete, lehtkonstruktsioonide ja mastide konstrueerimist ja arvutamist ning metallkonstruktsioonide projekteerimist, valmistamist ja ökonoomikat.

Teos on varem ilmunud teose «Metallkonstruktsioonid I» jätkuks ning ilmub prof. H. Laulu üldjuhendamisel koostatud ehituskonstruktsioone käsitlevate teoste sarjas.

Teos on määratud õpikuks tööstus- ja tsiviilehituse eriala üliõpilastele ning on kasutatav käsiraamatuna ehitusinseneridele ja -tehnikutele ning õppevahendina ehitustehnikumi õpilastele.

2
Tartu Riikliku Ülikooli
Raamatukogu
77277

3—2—5
35—70

Eessõna

Käesoleval ajal Nõukogude Liidus valmistatavate metallkonstruktsioonide mahust moodustavad lehtkonstruktsioonid ca 50%, ühe- ja mitmekorruseliste hoonete kandekonstruktsioonid 20% ning mitmesugused mastid ca 15%. Seetõttu on nende konstrueerimine ja arvutamine nii metallkonstruktsioonide õpikutes kui ka käsiraamatutes keskse kohal. Käesoleva teosega püütakse täita vastav lünk eestikeelses ehituskonstruktsioone käsitlevate teoste sarjas. Teose 1. peatükis vaadeldakse suuresildeliste katusekonstruktsioonide, 2. peatükis — mitmekorruseliste karkassehitiste, 3. peatükis lehtkonstruktsioonide ja 4. peatükis mastide konstruktsiooni kujundamist ja arvutamist.

Kaasajal, mil metalli tarbimine ehituses kiiresti suureneb, tuleb erilist tähelepanu pöörata metalli kokkuhoiule. Paralleelselt sellega tuleb aga vähendada ka konstruktsioonide töömahukust ja kiirendada montaaži. Seega ei saa konstruktsioonide projekteerimist käsitleda isoleeritult nende valmistamisest ja majanduslikkusest. Käesoleva teose 5. ja 6. peatükk ongi pühendatud metallkonstruktsioonide valmistamisele ja ökonoomikale.

Teose sisu on kooskõlas tööstus- ja tsiviilehituse eriala metallkonstruktsioonide õppeprogrammiga. Erilist tähelepanu on pööratud uut tüüpi ratsionaalsetele konstruktsioonidele — õhukeseseinalistele taladele ja koorikutele, eelpingestatud ja rippkonstruktsioonidele.

Raamatu koostamisel on aluseks võetud kehtivad ehitusnormid ja -eeskirjad (СНиП) ning riiklikud standardid. Rohkesti on kasutatud NSV Liidu juhtivate projekteerimis- ja uurimisinstituutide (Проектстальконструкция, ЦНИИСК jt.) kogemusi ja töötulemusi. Mitmed arvutused (õhukeseseinaliste talade, ortotroopsete plaatide, silindri-

liste koorikute, seintalade ja rippkonstruktsioonide osas) on aga esitatud teose autorite uurimistööde tulemuste põhjal.

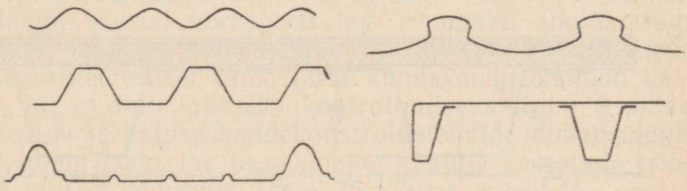
Teose 1. peatüki punktid 1, 2, 3, 8, 9 ja 12 ning 4., 5. ja 6. peatüki on koostanud V. Kulbach, 1. peatüki punktid 4, 5, 6, 7, 10 ja 11 ning 2. ja 3. peatüki — J. Aare.

Abimaterjalina käesoleva teose juurde on soovitav kasutada raamatut «Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused» (Tallinn 1969), kuna teoses «Metallkonstruktsioonid I» toodud andmed koormuste, arvutusvalemite ja mõnede konstruktsiooni sõlmede kohta ei vasta ehitusnormide ja -eeskirjade uuele redaktsioonile.

1. SUURESILDELISED KATUSE-KONSTRUKTSIOONID

1.1. SUURESILDELISE KATUSE KUJUNDAMINE

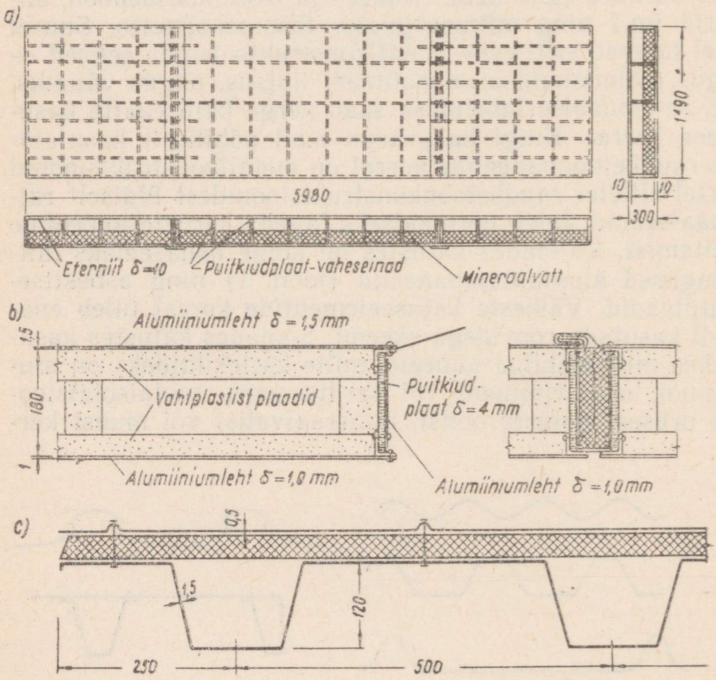
Suuresildelisi katuseid kasutatakse suurtes kultuuri- ja spordihoonetes, maapealset ja õhutransporti teenindavates hallides (garaažid, trammi- ja trollibussidepood, angaarid jm.) ning mitmesugustes tööstushoonetes. Suurel sildel tulevad eriti esile metallkonstruktsioonide eelised — kergus, valmistamise ja montaaži lihtsus, nägus välimus. Eriti ratsionaalse lahenduse saab kerge katusekatte kasutamise korral. Kuigi ka praegu meil põhiliselt kasutatavate raudbetoonpaneelide korral on metallkonstruktsioonid suurtel silletel raudbetoonkonstruktsioonidest üldiselt ratsionaalsemad, tuleb normaalseks lugeda kergete paneelide kasutamist. Külmades katustes on kõige kohasemaks mitmesugused alumiiniumpaneelid (joon. 1) ning asbesttsementplaadid. Väikeste katuseelementide korral tuleb enamasti kasutada roovidega skeemi. Soojades katustes kasutatakse mitmekihilisi paneele, mille kattekihtideks on alumiinium, asbesttsement või sardtsement, soojaisolatsiooniks urbsest polüstüroolist, mineraalvatist või muust ker-



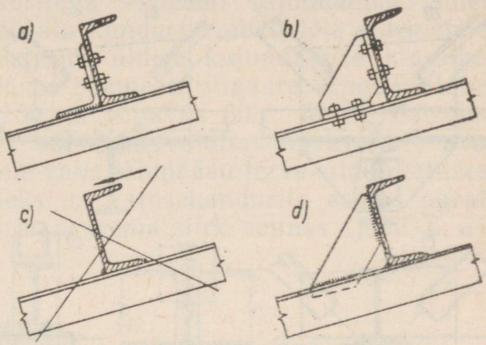
JOON. 1

gest materjalist plaadid. Hüdroisolatsioonina kasutatakse paljudel juhtudel ka ruberoidi. Mitmekihiliste katusepaneelide näiteid koos tähtsamate sõlmedega on esitatud joonisel 2. Efektiivsete katusekattepaneelide loomisel tuleb aga konstruktoritel veel palju töötada. Eriti tähtis on seejuures paneelide omavaheline ühendamine vastavalt nende ekspluatatsioonitingimustele.

Roovidega katuse korral tuleb erilist tähelepanu pöörata roovide toetuskoha kujundamisele, eriti juhul, kui katus ei ole rõhtne. Nimelt peab tugi vastu võtma reaktsiooni mitte ainult katuse tasapinnaga risti, vaid ka katuse tasapinnas. Selleks peavad toetustoolid (joon. 3, *a*, *b*) olema küllaldase jäikusega. Nii on kerge veenduda, et



JOON. 2

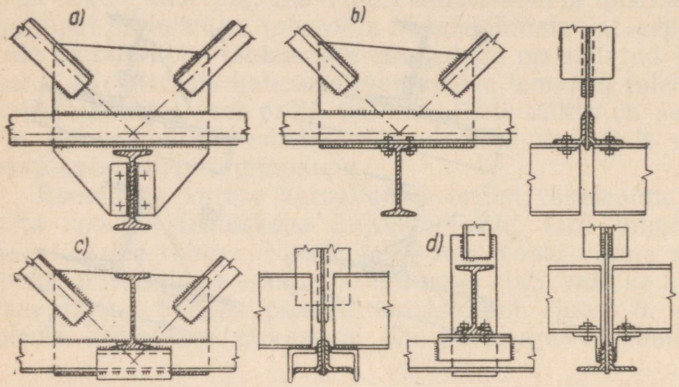


JOON. 3

kalde puhul 1 : 4 (hariliku asbesttsementkatuse minimaalne kalle) ei ole joonisel 3, *c* näidatud kinnitus küllaldane, kuna roov pole võimeline vastu võtma toel tekkivat põiksuunalist paindemomenti. Antud juhul aitaks ribi kasutamine (joon. 3, *d*).

Peamiselt arhitektuurilistel kaalutlustel varjatakse metallist kandekonstruktsioonid mõnedel juhtudel altpoolt. Riputatud lagi, mis koosneb talastikust ja katteplaatidest, kinnitatakse tavaliselt kandurite alumiste vööde külge (joon. 4). Seejuures tuleb vältida põhikonstruktsiooni nõrgestamist laetalade kinnitamisel. Suurte toereaktsioonide korral on otstarbekas ühendada laetalad vahetult sõlmelehega (*a*). Talade riputamisel nurkraua külge (*b*) tuleb kontrollida nurkraua väljaulatuva flanši paindetugevust. Soovitav on kasutada nurkrauast tooli (*c*). Joonisel 4, *d* esitatud tooli kinnitus otsmiste põikõmblustega aga pole soovitav, sest nimetatud õmblused rikuvad olulisel määral konstruktsiooni metalli struktuuri väljaspool sõlme. Ripplaega skeemi korral on lagi enamasti soojustatud; sel puhul saab kasutada külma või poolsooja katust. Ripplae konstrueerimisel tuleb jätta kandekonstruktsioon katmata, nii et talle pääseks kontrollimiseks ligi. Ripplae elementide ja katuse kandekonstruktsioonide dimensioonimisel tuleb lisaks lae ja seadmete kaalule arvestada pööningu ajutist koormust ($p^{н} = 75$ kG/m^2, $n = 1{,}4$).

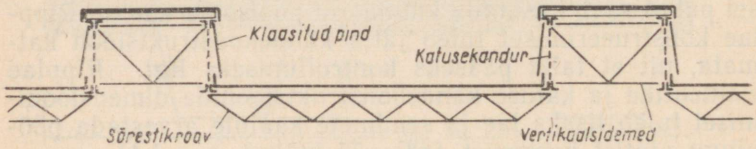
Suuresildeliste kandekonstruktsioonidena kasutatakse



JOON. 4

talasüsteeme (täisseinalised talad ja sõrestikud), ruumilisi varraskandureid, kaari, raame, kupleid, tahkkandureid, silinderkoorikuid, rippsüsteeme ning mitmesuguseid kombineeritud lahendusi. Konstruktsioonimaterjalina esinevad tavaliste ehitusteraste kõrval kõrgtugevad terased ning alumiiniumisulamid. Kõrgtugevate teraste (kaasa arvatud trossid) eriti efektiivset kasutamist võimaldavad eelpingestatud konstruktsioonid (talad, kaared, raamid) ning rippsüsteemid. Tavalisest süsinikterasest konstruktsioonide materjali margi valikul tuleb juhinduda tabelist 7.1 käesoleva köite lisas.

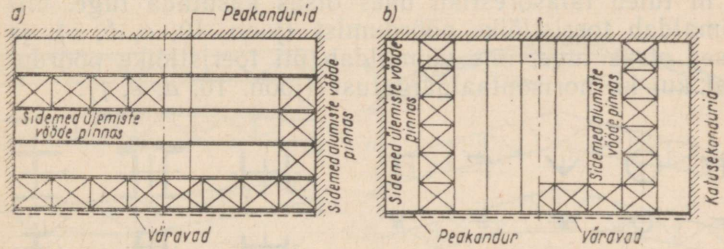
Tasapinnaliste kandekonstruktsioonide (talad, kaared, raamid) samm valitakse tavaliselt piirides 6...12 m. Mõnel juhul kasutatakse kombineeritud skeeme kandurite erineva sammu ja katuse erineva kõrgusega (joon. 5).



JOON. 5

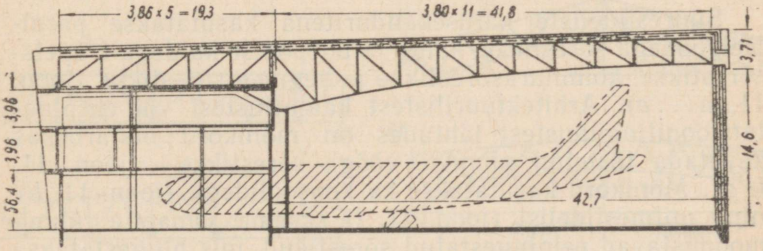
Tasapinnaliste kanduritega süsteemi kujundamisel tuleb erilist tähelepanu pöörata kanduritevahelistele sidemetele.

Katuse kandesüsteemi üldise kujundamise klassikalise näitena vaadeldakse enamasti angaare. Angaari laius on tavaliselt 60 ... 100 m, sügavus 30 ... 60 m. Esiseina moodustab nihutatav või kokkuvolditav värav, mis avamisel jätab lennukitele vaba läbipääsu terve silde ulatuses. Esimeseks võimaluseks on katusekandurite asetus paralleelselt esiküljega, s. o. suurema silde suunas (joon. 6, *a*).



JOON. 6

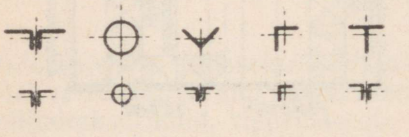
Eesmine kandur kannab ka angaari väravaid. Teise variandi puhul asetatakse angaari esiseina üks peakandur (või kandurite paar), millele toetuvad katusekandurid lühema silde suunas (joon. 6, *b*). Kolmanda variandi puhul (joon. 7) kasutatakse konsoolseid kandureid.



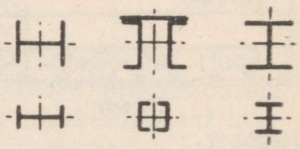
JOON. 7

1.2. TALASÕRESTIKUD

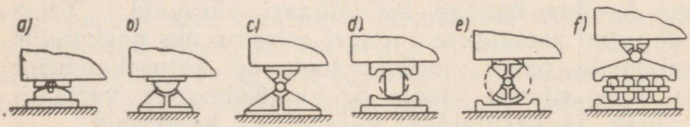
Talasõrestikke kasutatakse katusekandurina sildel kuni 60, harvem kuni 100 m. Olenevalt katuse sildest ja koormusest konstrueeritakse sõrestik kas nn. kergena või raskena. Viimast iseloomustab sõlmede moodustamine kahes tasandis. Kerget tüüpi sõrestike vardad (vt. joon. 8) moodustatakse tavaliselt kas paarisnurkraudadest (vt. «Metallkonstruktsioonid I», torudest, T-profiilidest või üksiknurkraudadest. Rasket tüüpi keevitatud sõrestike varraste ristlõigete näiteid on toodud joonisel 9. Sildel üle 40 m tuleb talasõrestiku ühes otsas kasutada tuge, mis võimaldab toeristlõike pöördumist (joon. 10, *a*, *b*, *c*), ja teises otsas tuge, mis võimaldab nii toeristlõike pöördumist kui ka horisontaalpaigutust (joon. 10, *d*, *e*, *f*).



JOON. 8



JOON. 9



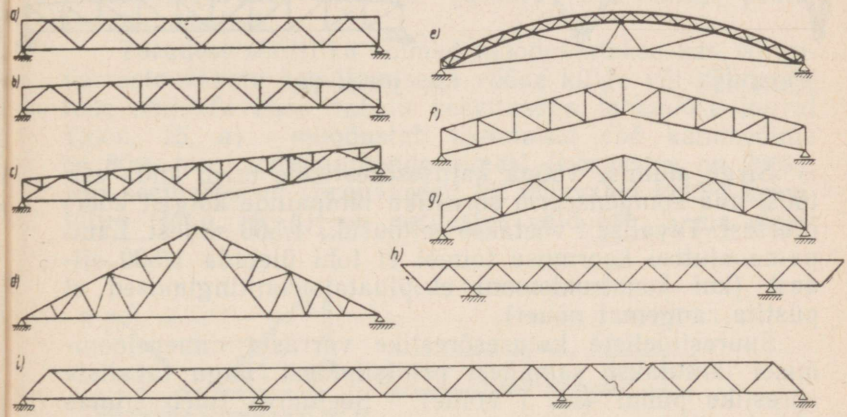
JOON. 10

Suuresildeliste katusekanduritena kasutatakse paralleelvöödega sõrestikke, kahe- ja ühepoolse kaldega trapetssõrestikke, kolmnurksõrestikke ja segmentsõrestikke (joon. 11, *a* . . . *e*). Arhitektuurilistest kaalutlustest või ekspluatatsioonitingimustest lähtudes on mõnikord otstarbekas kasutada tõstetud alumise vööga sõrestikke (joon. 11, *f*, *g*). Mõnikord kasutatakse ka konsoolidega (joon. 11, *h*) ning mitmesildelisi (joon. 11, *i*) skeeme. Omaette rühma moodustavad eelpingestatud sõrestikud, mis pingestatakse kas üksikute (tõmmatud) varraste kaupa (joon. 12, *a*) või

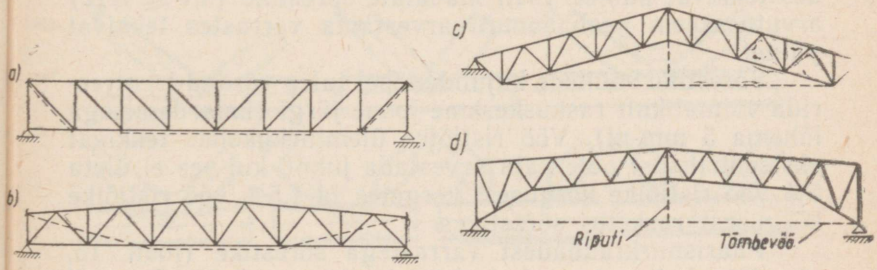
kogu sõrestikuna (joon. 12, *b*). Kõige efektiivsema lahenduse annab tõmbevöö viimine väljapoole sõrestiku ristlõiget (joon. 12, *c*, *d*).

Paljudel juhtudel võib osutuda otstarbekaks kolme vööga (joon. 13, *a*) ruumiliste sõrestike kasutamine. Samuti on mõeldav lülitada koos ülemise vööga survele tööle raudbetoonist või metallist (joon. 13, *b*) katusekatteelemendid.

Nii tavaliste kui ka eelpingestatud sõrestike vöödevaheline võrk kujundatakse tavaliselt kas langevate diagonaalidega või kolmnurkvõrguna. Sõrestiku paneeli



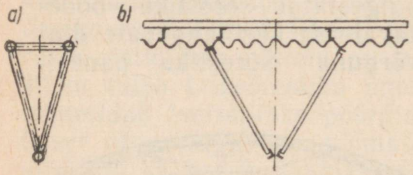
JOON. 11



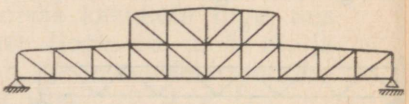
JOON. 12

pikkuse vähendamiseks tuleb sageli kasutada lisavardaid (joon. 11, *c*).

Sõrestiku suhteline kõrgus ($h : l$) väheneb silde suurenemisel ja moodustab tavaliselt 1 : 8 ... 12 paralleelvöödega ja trapetssõrestikes ning 1 : 3,5 ... 8 kolmnurksõrestikes. Latern (joon. 14) lülitatakse tavaliselt suure sildega sõrestiku arvutusskeemi.



JOON. 13



JOON. 14

Sirge alumise vööga katusesõrestikele tuleb anda eeltõus, mis kompenseerib sõrestiku läbipainde kõigist koormustest. Tavaliselt võetakse eeltõusuks 1/500 sildest. Läbipaine ajutise koormuse toimel ei tohi ületada 1/500 sildest (kui konstruktsiooni ekspluatatsioonitingimused ei püstita rangemat nõuet).

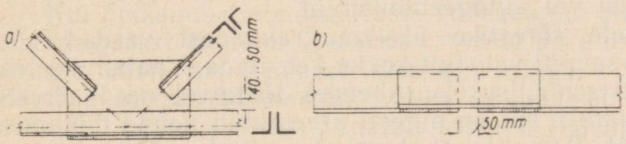
Suuresildeliste katusesõrestike varraste dimensioonimisel lähtutakse samadest printsiipidest nagu tavaliste sõrestike puhul (vt. I köide). Seejuures tuleb silmas pidada, et varraste (eriti vööde) ristlõike kõrgus ei oleks liiga suur võrreldes paneeli pikkusega ($h/l \leqslant 1/10$). Vastasel juhul tuleb arvestada sõrestiku deformeerumisel vöödes tekkivat painet. Eriti madalate sõrestike ($h/l \leqslant 1/12$) arvutusskeem peab samuti arvestama varrastes tekkivat painet.

Sõrestiku sõlmede kujundamisel tuleb vardad tsentreerida võimalikult raskuskeskme joone järgi (ümardamisega lähema 5 mm-ni). Vöö ristlõike üleminekukohas tekkivat ekstsentrilisust pole vaja arvestada juhul, kui see ei ületa 5% vöö ristlõike kõrgusest kergetes ja 1,5% vöö ristlõike kõrgusest rasketes sõrestikes.

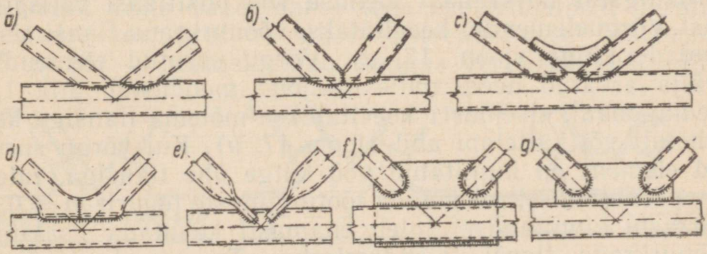
Paarisnurkraudadest varrastega sõrestike (joon. 15, *a*) sõlmede konstrueerimisel tuleb silmas pidada järgmist.

Võrguvardad tuleb keevitada sõlmelehe külge kummaltki poolt kas kahe külg- ja ühe otsõmblusega või kahe külgõmblusega, mis on välja viidud varda otsale (ca 20 mm pikkuselt). Erandina on lubatud kinnitada võrguvardaid ühe külg- (väljaulatuva flanši poolt) ja ühe otsõmblusega. Võrguelementide ja vöövarraste servade vahekaugus peab olema vähemalt 40 ... 50 mm. Vöövarraste jätkamisel tuleb jätkatava varda otste vahele jätta vähemalt 50 mm laiune pilu (joon. 15, *b*). Kui paarisnurkraudadest ülemisele vööle toetuvad raudbetoonpaneelid ja nurkraua flanši paksus on alla 10 mm sõrestike 6-meetrise sammu puhul või alla 14 mm 12-meetrise sammu puhul, tuleb nurkraudu tugevdada lisalapi ($\delta = 10 \ldots 12$ mm) pealekeevitamise teel.

Torudest sõrestiku sõlmed moodustatakse kas võrguvarraste vahetu keevitamisega vööde külge või sõlmelehtede abil. Tavalise vahetu keevitusega lahenduse korral (joon. 16, *a*) moodustab tõmmatud vöö kandevõime ca 80% toru nominaalkandevõimest (nõrgestus on 20%). Kui seejuures on võrguvardad ka omavahel kokku keevitatud (joon. 16, *b*), on nõrgestus vaid 5%. Sama efekti



JOON. 15



JOON. 16

võib saada võrguvarraste omavahelisel ühendamisel lisalapiga (joon. 16, *c*). Kui aga võrguvarraste otsad on veel deformeeritud sujuva üleminekuni (joon. 16, *d*), on vöö nõrgestus praktiliselt null. Hea on ka Tšehhoslovakkias kasutatav lahendus võrguvarraste muljutud otstega (joon. 16, *e*). Sõlmelappidega lahenduse korral on nõrgestus läbimineva sõlmelehe (joon. 16, *f*) puhul 15% ning pealekeevitatud (joon. 16, *g*) sõlmelehe korral 5%. Toru seinapaksus peab rahuldama kohaliku stabiilsuse nõuet. Et viimane oleks tagatud üheaegselt varda üldstabiilsuse nõudega, peab olema täidetud tingimus

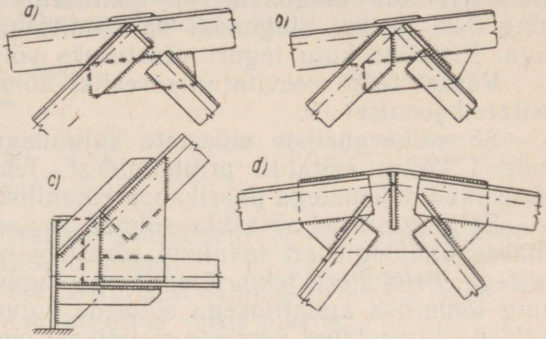
$$s \geqslant \frac{8{,}3D}{\lambda^2}$$

kus D — toru välisläbimõõt,
s — toru seinapaksus,
λ — toru saledus.

Vöö suurte deformatsioonide vältimiseks peab sõlmes vahetult keevitatud võrguvarda läbimõõt olema vähemalt 1/4 vöö läbimõõdust.

Võrguvarraste otste töötlemiseks kasutatakse vastavaid šabloone ning on ehitatud spetsiaalseid automaate — mehaanilisi või autogeenlõikureid.

Kergete sõrestike üksiknurkraudadest vardad võib sõlmedes samuti vahetult kokku keevitada. Vaatamata teatavale ekstsentrilisusele sõlmedes töötavad need sõrestikud laitmatult, kui on õigesti arvestatud nende töötamise spetsiifikat. Sõrestiku keskpinnaks loetakse tasandit, mis asetseb 30 mm (kui $b \leqslant 140$ mm), 40 mm (kui $140 < b \leqslant 180$ mm) või 50 mm (kui $b > 180$ mm) kaugusel võrdkülgsest nurkrauast ülemise vöö püstflanši välispinnast. Võrguelemendid keevitatakse vöönurkraua flanši sisepindade külge (joon. 17, *a*). Võrgu surutud elemendid (välja arvatud need, mille sisejõud moodustab alla 1/4 toediagonaali sisejõust) keevitatakse mõlema flanšiga kas vahetult või kattelapi abil (joon. 17, *b*). Kui võrgu surutud element on kinnitatud vöö külge ühe flanšiga, tuleb tema arvutamisel rakendada töötingimuste tegurit $m = 0{,}8$. Varraste kinnitamisel tuleb enamasti kasutada lisalappi vöönurkraua flanši laiendamiseks. Toe- ja harjasõlme näited on toodud joonisel 17, *c*, *d*.



JOON. 17

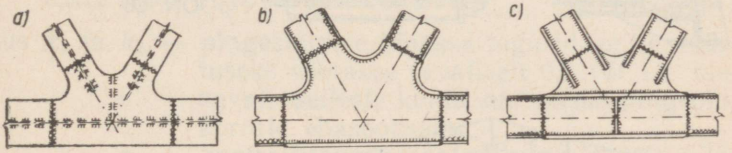
Üksiknurkraudadest sõrestiku varraste arvutuspikkused juhul, kui kõikide sõlmede põiksuunaline paigutus on takistatud, on järgmised (l — varda geomeetriline pikkus):

a) toediagonaalil 0,9 l,
b) ülemisel vööl ja vahepealsetel diagonaalidel 0,8 l,
c) võrgu postidel l.

Saledus määratakse nurkraua minimaalse inertsraadiuse järgi.

Kui põiksuunaliste kinnituste vahekaugus on sõlmede vahekaugusest suurem, võetakse varraste arvutuspikkused võrdsed vastavate geomeetriliste pikkustega. Seejuures võetakse inertsraadiuse väärtuseks nõtkumisel sõrestiku tasandist välja r_x (inertsraadius vastava flanšiga paralleelse telje suhtes) ning nõtkumisel sõrestiku tasandis — min r.

Diagonaali üldstabiilsuse kontrollimisel sõrestiku tasandist välja vaadeldakse teda ekstsentriliselt surutud vardana; seejuures võetakse ekstsentrilisuse väärtuseks 0,5 z_0 (z_0 — raskuskeskme kaugus vertikaalflanši välis-



JOON. 18

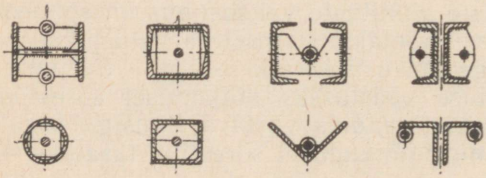
pinnast), kui diagonaal on kinnitatud ühe flanšiga, ning 0,25 z_0, kui diagonaal on kinnitatud mõlema flanšiga. Ristlõike kuju teguri väärtuseks võetakse 1,3.

Rasket tüüpi keevitatud sõrestike sõlmede näiteid on esitatud joonisel 18.

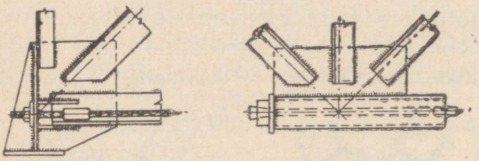
Sõrestikevaheliste sidemete kujundamisel tuleb lähtuda I köites esitatud printsiipidest. Tihti ühendatakse sõrestikud sidemetega paarikaupa ruumilisteks plokkideks.

Eelpingestatud sõrestike sõlmed ja vardad konstrueeritakse analoogiliselt tavaliste sõrestike sõlmede ja varrastega. Eriolukord tekib tõmmitsaga tugevdatud varraste ning tõmmitsa ankurdusega sõlmede kujundamisel. Tõmmitsaga tugevdatud varraste ristlõikeid on esitatud joonisel 19, ankurdussõlmede näiteid joonisel 20.

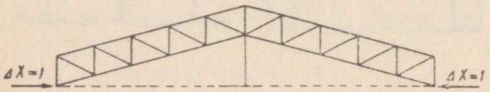
Eelpingestatud sõrestiku varraste sisejõudude leidmiseks tuleb kõigepealt määrata põhiskeemi (ilma eelpingeta) sisejõud väliskoormusest ning seejärel ühikulisest eelpingejõust (vt. joon. 21). Samuti tuleb ette anda eelpingejõu algväärtus X_0. Eelpingejõu juurdekasvu ΔX leidmiseks aga peavad olema ette antud nii sõrestiku varraste kui ka tõmmitsa ristlõikepindalad. Kui kasutada



JOON. 19



JOON. 20



JOON. 21

sõrestiku tavalist liigendsõlmedega arvutusskeemi, saame eelpingejõu juurdekasvu avaldada kujul

$$\Delta X = \frac{\sum \frac{N_i n_i l_i}{EF_i}}{\sum \frac{n_i^2 l_i}{EF_i} + \frac{l_t}{E_t F_t}}$$

kus N_i — sõrestiku põhiskeemi i-nda varda sisejõud väliskoormusest,
n_i — sama ühikulisest eelpingejõust $\Delta X = 1$,
l_i — sõrestiku i-nda varda pikkus,
l_t — tõmmitsa pikkus,
EF_i — sõrestiku i-nda varda tõmbejäikus,
$E_t F_t$ — tõmmitsa tõmbejäikus.

Summeerida tuleb sõrestiku kõigi varraste ulatuses.

Sõrestiku varraste sisejõud pingestamise staadiumis saame avaldisest

$$N_i = X_0 n_i$$

ekspluatatsioonistaadiumis — avaldisest

$$N_i = N_{0i} + (X_0 + \Delta X) n_i$$

kus tuleb arvestada sisejõudude märke.

Surutud vardaid (mis võivad olla kummaski staadiumis erinevad) kontrollitakse valemitega

$$k_1 X_0 n_i \leqslant \varphi RF$$
$$N_{0i} + (k_2 X_0 + \Delta X) n_i \leqslant \varphi RF$$

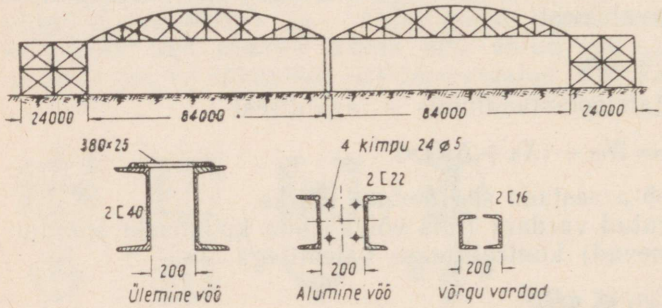
tõmmatud vardaid valemitega

$$k_1 X_0 n_i \leqslant RF_{neto}$$
$$N_{0i} + (k_2 X_0 + \Delta X) n_i \leqslant RF_{neto}$$

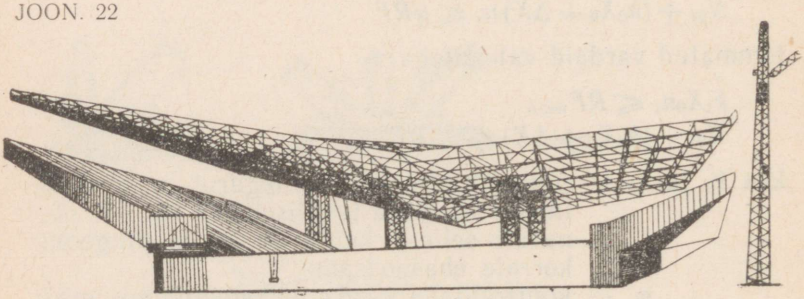
kus k_1 ja k_2 — pingestamise täpsuse tegurid, mille väärtuseks võetakse tavaliselt 0,9 või 1,1 olenevalt sellest, kumb on varda pingeolukorrale ebasoodsam;
φ — kontrollitava varda nõtketegur, mis määratakse varda saleduse järgi.

Kui kontrollitav varras on tõmmitsaga ühendatud, tuleb teguri φ määramisel võtta nõtkepikkuseks kinnituspunktide vahekaugus, korrutatult teguriga 1,2.

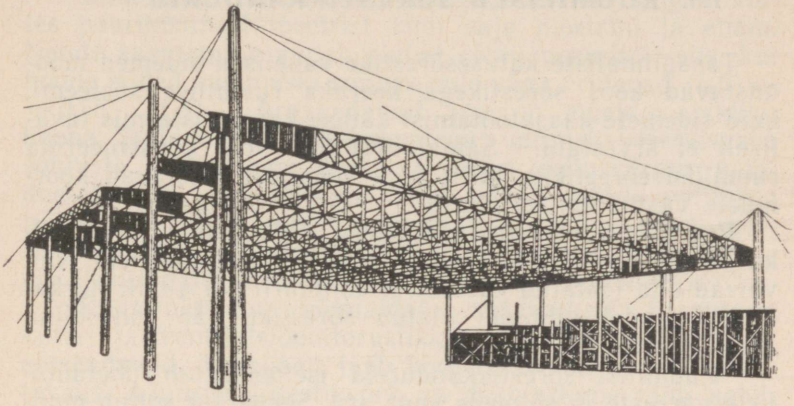
Joonistel 22...25 on toodud näiteid tavalistest ja eelpingestatud suuresildelistest sõrestikest, mille valmistamisel on kasutatud nii terast kui ka alumiiniumisulameid. Joonisel 22 on kujutatud ühe angaari eelpingestatud sõrestike skeem ja varraste ristlõiked. Joonisel 24 on vaade ehitamise ajal Brüsseli 1958. a. maailmanäituse transpordipaviljoni alumiiniumist katusesõrestikele sildega 70 m. Esseni kongressi- ja spordihoone terasest kandekonstruktsioone näeme joonisel 23. Neljale postile toetuvad peasõrestikud sildega 72 m ning nendele omakorda konsoolidega katusesõrestikud üldpikkusega 80,4 m. Joonisel 25 on toodud vaade dots. *B. Speranski* konstrueeritud eelpingestatud sõrestikele nende monteerimise ajal Sverdlovskis.



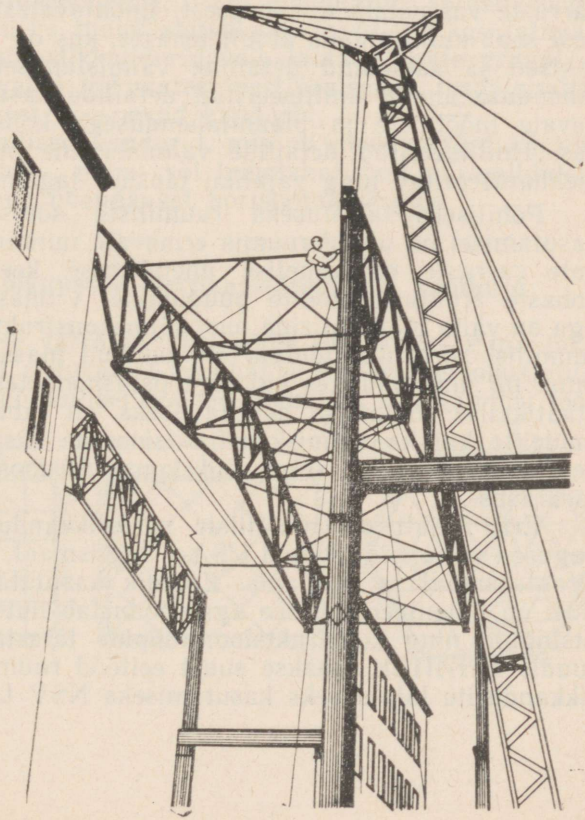
JOON. 22



JOON. 23



JOON. 24



JOON. 25

1.3. RUUMILISED SÕRESTIKKANDURID

Tasapinnaliste katusesõrestike vahelised sidemed moodustavad koos sõrestikega keeruka ruumilise süsteemi, kuid sidemete kaasatöötamist katuse kandesüsteemis tavaliselt ei arvestata. Samal ajal aga võib konstrueerida ruumilisi sõrestikke, mille kõik elemendid töötavad koormuste vastuvõtmisel kaasa.

Ruumiliste sõrestikkanduritega sillatakse nii ristküliku-, hulknurga- kui ka ringikujulise plaaniga hooneid. Nad võivad olla toetatud kas tervel kontuuril või ainult nurkades. Paljudel juhtudel ulatub sõrestiku äär konsoolina üle tugedejoone.

Ruumilisi sõrestikkandureid iseloomustab ühetüübiliste varraste ja sõlmede suur arv. Seepärast sõltub montaaži hõlpsus suurel määral sõlmede konstruktsioonist ja varraste valmistamise täpsusest. Lubatavatest tolerantsidest saab kinni pidada ainult tehases, kus on spetsiaalsed rakised ja šabloonid detailide valmistamiseks. Parima lahenduse annab unifitseeritud detailide kasutamine erinevate mõõtmete ja plaanilahendusega konstruktsioonides. Unifitseeritud detailide valmistamine on kergemini mehhaniseeritav ning vajaliku täpsuse tagamine lihtsam.

Põhiliseks takistuseks ruumiliste sõrestikkandurite kasutamisel on olnud ruumis erinevate nurkade all lõikuvate varraste omavahelise ühendamise keerukus ning kohaste arvutusmeetodite puudumine. Viimastel aastatel aga on välja töötatud rida uusi sõlmekonstruktsioone ning ruumilisi sõrestikkandureid on hakatud massiliselt kasutama nii ühiskondlikes kui ka tööstushoonetes. Kandurite staatikalise töötamise selgitamiseks on läbi viidud nii mudelite kui ka valmiskonstruktsioonide eksperimentaalseid uurimisi ning selgitatud konstruktsiooni töötamise iseärasusi.

Eriti laialt on ruumiliste sõrestikkandurite mitmesugused variandid levinud USA-s, Inglismaal, Saksa FV-s, Prantsusmaal ja Jaapanis. Enamik kasutatavaid lahendusi on patenteeritud, see aga soodustab uute lahenduste otsinguid ning konstruktsioonitüüpide täiustamist. Instituudis ЦНИИСК tehakse suurt eeltööd ruumiliste sõrestikkandurite laialdaseks kasutamiseks NSV Liidus.

Ruumiliste sõrestikkanduritega kaetakse sildeid alates paarikümnest meetrist kuni saja meetrini ja enam. Nende kasutamine annab olulist efekti peamiselt siis, kui hoone silded kummaski suunas pole väga erinevad ($l_2/l_1 = 0{,}55 \ldots 1{,}8$). Arusaadavalt aga on mõeldav pikliku hoone jaotamine vahekanduritega mitmeks iseseisvaks sobivate mõõtmetega osaks. Kanduri ehituskõrgus moodustab 1/20 ... 40 sildest. Võrgu silma mõõde valitakse piirides 2 ... 6 m ning on suurem suuremate sillete korral. Vajalikel juhtudel kasutatakse ülemiste vööde tasandis lisavardaid katuseplaatide silde vähendamiseks.

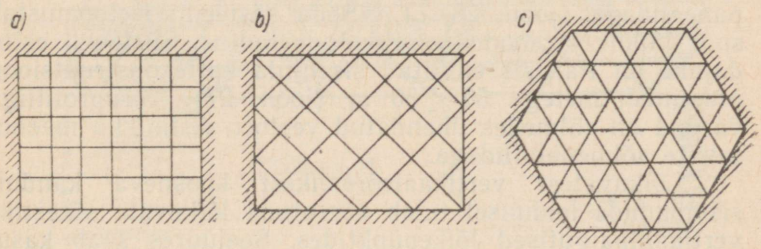
Konstruktsioon võimaldab otstarbekalt paigutada kütte- ja ventilatsioonitorustikke, kaableid, juhtmeid ja abiseadmeid. Tavaliselt jääb konstruktsioon altpoolt nähtavaks. Ažuurne sõrestikvõrk on dekoratiivne ning sobib enamiku ühiskondlike hoonete kattekonstruktsiooniks, rääkimata tööstushoonetest. On täheldatud sõrestikvõrgu soodsat mõju ka ruumi akustikale. Tavaliselt kasutatavad ruumilised sõrestikkandurid võib jaotada kahte gruppi:

1) omavahel lõikuvatest vertikaalsetest tasapinnalistest sõrestikest koosnevad kandurid;

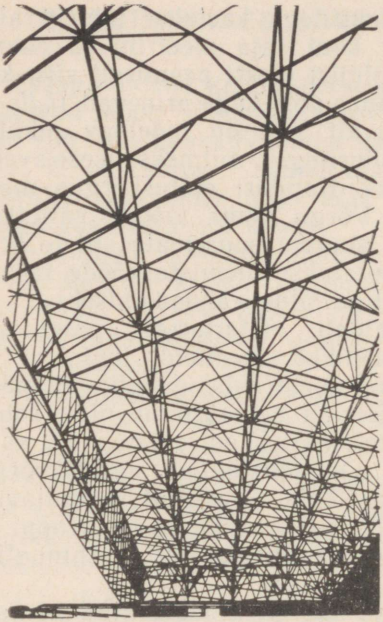
2) ruumilised kandurid, mis on moodustatud kõrvuti asetatud kolme-, nelja- või kuuetahulistest püramiididest ja nende tippe ühendavast horisontaalvõrgust.

1.3.1. Lõikuvatest vertikaalsõrestikest kandurid

Ruumilise varraskanduri kõige lihtsamaks esindajaks on omavahel ristuvatest vertikaalsõrestikest moodustatud süsteem ristkülikulisel hoonel (joon. 26, *a*). Kanduri töö-



JOON. 26



JOON. 27

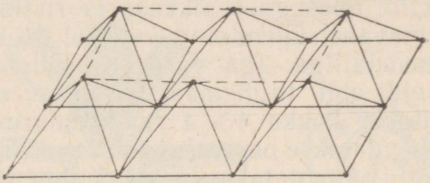
tamise efekt seisneb mitte ainult koormuse jagunemises kahe suuna sõrestikele, vaid ka efektiivse silde vähenemises. Veelgi ratsionaalsem on sõrestike asetus diagonaali suunas (joon. 26, *b*). Sel juhul on lühikesed nurkmised sõrestikud toeks pikematele ristsuuna sõrestikele ning sisejõudude jaotus kogu kanduri varraste vahel on ühtlane. Eriti efektiivse lahenduse annab kolmest paralleelsõrestike parvest moodustatud süsteem kolmnurksete paneelidega (joon. 26, *c*). Seda süsteemi iseloomustab suur jäikus ja soodus sisejõudude jaotus. Süsteemi esindajaks on Pariisis ehitatud siseujula kattekonstruktsioon plaanimõõtmetega 50×50 m (joon. 27). Toruprofiiliga vardad on sõlmedes ühendatud veetoru ristmikku meenutavate sõlmedetailidega.

Lõikuvatest vertikaalsõrestikest koosneva kanduri sisejõudude leidmisel tuleb võrrutada lõikuvate sõrestike vertikaalpaigutised lõikepunktides. Seejuures saab kasutada risttalastike arvutamiseks koostatud arvutusskeeme.

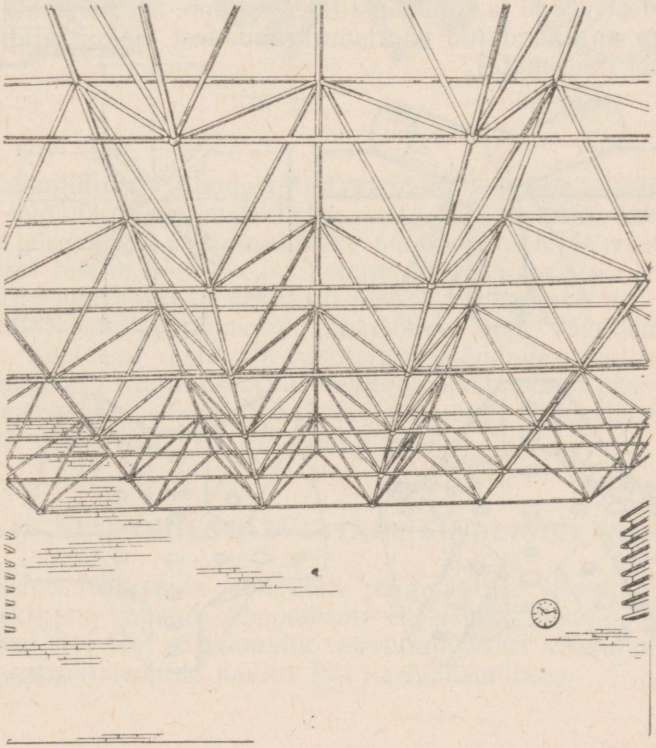
1.3.2. Püramiididest moodustatud kandurid

Ruumilise sõrestiku moodustamisel kõrvuti asetatud püramiididest ja nende tippe ühendavatest varrastest (joon. 28) kujuneb süsteem kahest omavahel nihutatud horisontaalvõrgust ja neid ühendavatest diagonaalidest. Süsteemi näitena on joonisel 29 esitatud vaade Kölni lähedal ehitatud sanatooriumi istungitesaali sildekonstrukt-

JOON. 28

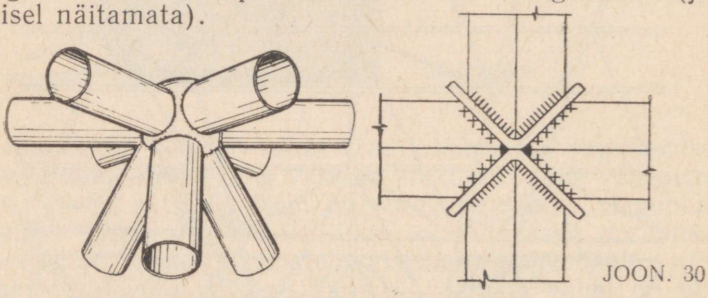


JOON. 29

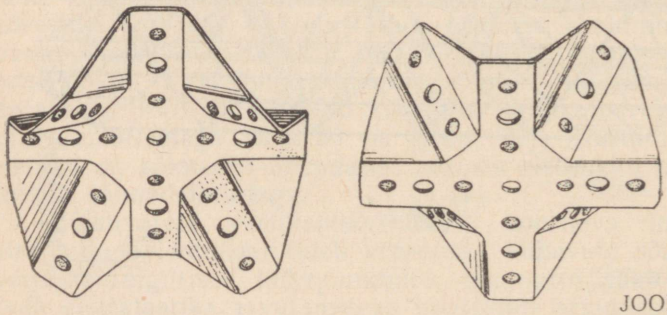


sioonile. Siin on kasutatud ruutvõrguga oktaplaati, mille vardad on otstega keevitatud õõnsa kerakujulise sõlmedetaili külge. Igas sõlmes on liidetud neli horisontaalvõrgu varrast ja neli diagonaali. Analoogiline lahendus on kasutatav ka kolmetahulistest püramiididest moodustatud süsteemi korral. Sel juhul koondub igas sõlmes kuus horisontaalvõrgu varrast ja kolm diagonaali (joon. 30, vasakul). USA-s on tööstushoonete katusekonstruktsioonides massiliselt kasutatud «Unistrut»-süsteemi, mille ühesuguse pikkuse ja ristlõikepindalaga vardad on omavahel ühendatud joonisel 31 kujutatud stantsitud sõlmedetailiga. Iga varras ühendatakse sõlmedetailiga ühe poldi abil. Inglismaal kasutatav «Space»-süsteem monteeritakse kokku 4×4 ruudu suurustest sektsioonidest, mis ühendatakse omavahel tõmbevarraste ja -lukkude abil. Seetõttu saavutatakse maksimaalne montaaži kiirus.

Ruutvõrguga oktaplaadi võib moodustada ka nurkraudadest vööde ja sõlmedetailidega (joon. 30, paremal), millega on ühendatud paarisnurkraudadest diagonaalid (joonisel näitamata).



JOON. 30

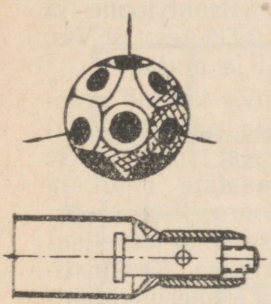


JOON. 31

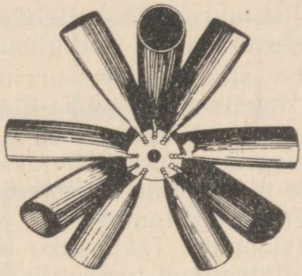
Saksa FV-s kasutatakse kõige enam «Mero»-süsteemi nime all tuntud konstruktsiooni, kus torukujulised vardad ühendatakse sõlmedetailiga keerme abil (joon. 32).

Kolmetahulistest püramiididest moodustatud süsteemi esindajaks on Kanadas levinud «Triodetic»-süsteem, mille torukujulised kokkumuljutud otstega vardad ühendatakse sõlmes joonisel 33 näidatud viisil.

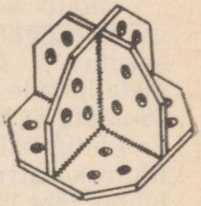
Samuti on mõeldav neljast lehest kokkukeevitatud sõlmedetaili kasutamine (joon. 34).



JOON. 32



JOON. 33



JOON. 34

Püramiididest moodustatud kanduri varraste sisejõudude leidmiseks on otstarbekas vaadelda süsteemi konstantse paksusega plaadina, mille paindemomentide vastuvõtmisel töötab alumine ja ülemine horisontaalvõrk. Diagonaalid aga võtavad vastu nii plaadi horisontaal- kui ka vertikaaltasandis mõjuvaid nihkejõude ning väändemomente. Süsteemi vastavate varraste sisejõudude väärtused võib määrata tingimusest, et nende projektsioonid peavad tasakaalustama plaadi vastavaid sisejõude laiusel, mis võrdub nende varraste vahekaugusega.

1.4. EELPINGESTATUD TÄISSEINALISED TALAD

Eelpingestuse ja kunstliku pingejaotuse kasutamine on efektiivne vahend ökonoomsete ehituskonstruktsioonide loomisel. Sel teel on võimalik saavutada suurt kokkuhoidu nii konstruktsioonide kaalus kui ka maksumuses.

Kuigi esmalt võeti eelpingestus kasutusele raudbetoonkonstruktsioonide valdkonnas (*Freyssinet* 1929), järgnesid õige pea ka teoreetilised ja eksperimentaalsed uurimused metallkonstruktsioonide eelpingestamise alal (*Dischinger* 1936). Seejuures selgus, et eelpingestatud metallkonstruktsioonid on eriti ekspluatatsioonikindlad, kuna eelpingekadu aja toimel on tühine.

Eriti hoogsalt on projekteeritud ja ehitatud eelpingestatud metallkonstruktsioone pärast Teist maailmasõda. Hulgaliselt on püstitatud huvitavaid konstruktsioone ja tehtud teoreetilisi uurimistöid Belgias, USA-s, SFV-s, SDV-s, Tšehhoslovakkia SV-s, Inglismaal ja mujal.

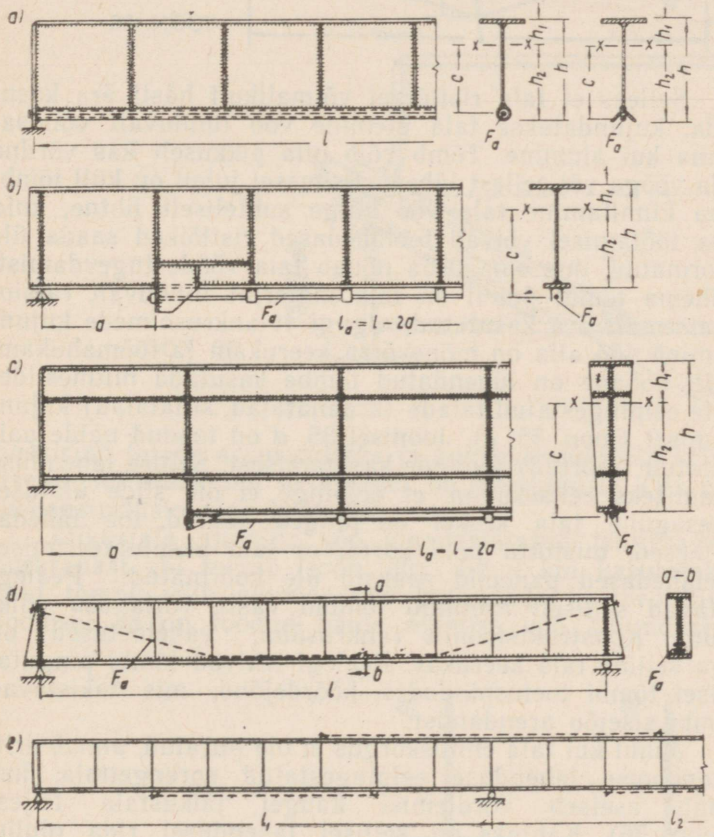
Juhtiv koht vastavasisulises uurimistöös kuulub praegu nõukogude teadlastele. Juba 40-ndate aastate lõpul kasutas *J. Gaidarov* kõrgtugevast terasest tõmbetrosse metalltalade tugevdamiseks. 50-ndate aastate lõpul ja 60-ndate aastate algul viidi V. Kuibõševi nimelises Moskva Ehitusinseneride Instituudis ja V. Kutšerenko nimelises Ehituskonstruktsioonide Teadusliku Uurimise Keskinstituudis läbi laiaulatuslikud teoreetilised ja eksperimentaalsed tööd eelpingestatud elementide, sõrestike, täisseinaliste talade ja pindkandjate (reservuaarid) optimaalsete konstruktsioonide leidmiseks. Nende tööde tulemusena koostati instruktsioonid inseneriarvutuste tegemiseks.

Huvitavamateks eelpingestatud ehitisteks meie maal on sillad üle Tomi jõe Novokuznetski juures ($73 + 3 \times \times 109 + 73$ m) ja üle Doni Rostovi juures ($66 + 126 + + 147 + 126 + 66$ m) ning Moskva Lužniki spordipalee peakandur (78 m), kus eelpinge kasutamisega saavutati märgatavat majanduslikku efekti.

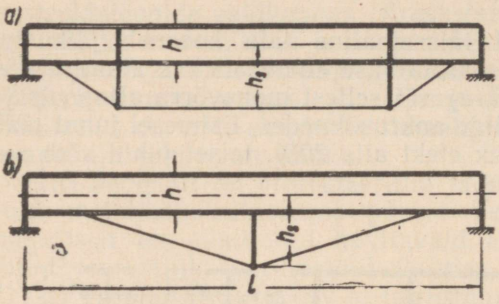
Kuigi eelpingestatud metallkonstruktsioonid võimaldavad materjale kokku hoida, ei ole rahaline kokkuhoid alati sugugi nii suur. Tööde tegemise poolest on eelpingestatud talad tunduvalt keerulisemad ja nõuavad väga täpset töötlust. Eelpingestatud konstruktsioonide kasutusalaks jäävad ikka eelkõige unikaalsed suure sildega sillad, suured hallid jne. Massilist kasutust võivad leida 12 ... 18 m pikkused eelpingestatud talad, kui nende tootmine mehhaniseeritakse ja neid hakatakse seeriaviisiliselt turustama juba eelpingestatult. Praegu kasutuselolevad konstruktsioonid ei rahulda tööstusliku tootmise nõudeid.

1.4.1. Tala kujundamine

Eelpingestatud täisseinaline tala koosneb jäikustalast ja tõmbist, mis asetatakse enamasti kas alumise vöö piirkonda (joon. 35, *a*) või sellest mõnevõrra allapoole ja kinnitatakse vöö külge ankrusõlmedes. Esimesel juhul jääb oodatav majanduslik efekt alla 20%, teisel juhul võib see ulatuda kuni 32%-ni.



JOON. 35



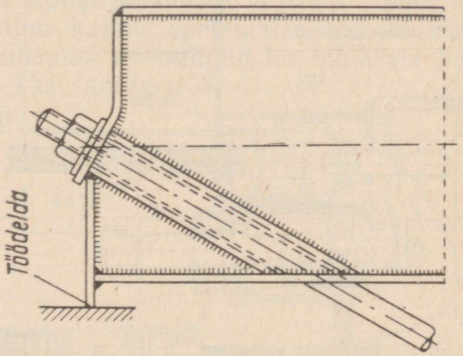
JOON. 36

Selleks et tala ristlõiget võimalikult hästi ära kasutada, kujundatakse tala ülemine vöö tunduvalt võimsamana kui alumine. Tõmb võib olla pikkuselt kas võrdne tala vööga või sellest lühem. Esimesel juhul on küll tõmbi otsa kinnitamine tala vöö külge suhteliselt lihtne, kuid tala töötamisel võivad toelähedased ristlõiked saada üle koormatud, mis omakorda nõuab tala vööde tugevdamist. Lühema tõmbi puhul on tala materjal tunduvalt ratsionaalsemalt ära kasutatud, olgugi et ankrusõlmede kujundamine vöö alla on mõnevõrra keerukam ja töömahukam. Eriti kohane on lühendatud tõmbe kasutada mitmesildeliste eelpingestatud talade (kraanatalad, sillatalad) kujundamisel (joon. 35, *e*). Joonisel 35, *d* on toodud näide painutatud (murtud) tõmbide kasutamisest. Sellise lahenduse peamiseks eeliseks on, et eelpinge ei ole silde ulatusel ühesugune: tala keskel on pinged suured, toe lähedal väikesed, mistõttu pole karta, et tala ekspluateerimisel toelähedased paneelid saaksid üle koormatud. Pealegi aitavad selliselt asetatud tõmbid vastu võtta osa põikjõudu. Konstruktsioonilt (ankrusõlm, vahetoetused) on aga selline tala keerukas. Pealegi tekivad tõmbi pingutamisel tõmbi toetuspindades hõõrdejõud, mis takistavad tõmbi sisejõu arendamist.

Juhul kui tala ehituskõrgus ei ole piiratud, annab eriti ökonoomse lahenduse eelpingestatud sprengeltala, kus tõmb asetseb võrdlemisi kaugel jäikustala teljest (joon. 36). Kahjuks on sellisel lahendusel rida olulisi puudusi. Nimelt on tõmbi eelpingestamisel alaline oht, et tala alumine vöö kui surutud element kaotab stabiilsuse

ja nõtkub tala pinnast välja. Peale selle tuleb pidevalt hoolt kanda, et tõmb, mis on valmistatud suure tugevusega materjalist, ei korrodeeruks. Ka on ankrusõlm suhteliselt keerukas ja töömahukas (joon. 37).

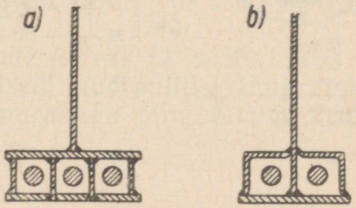
Materjali kokkuhoidmiseks on soovitav projekteerida eelpingestatud tala suhteliselt kõrge ja õhukeseseinaline, saledusega $\lambda = h/t = 180 \ldots 200$. Kahtlemata tekib projekteerijal sel juhul raskusi seina kohaliku stabiilsuse tagamisega, eriti eelpingestamise ajal. Siin võib ära kasutada tala seina kriitilisejärgse staadiumi tööolukorda.



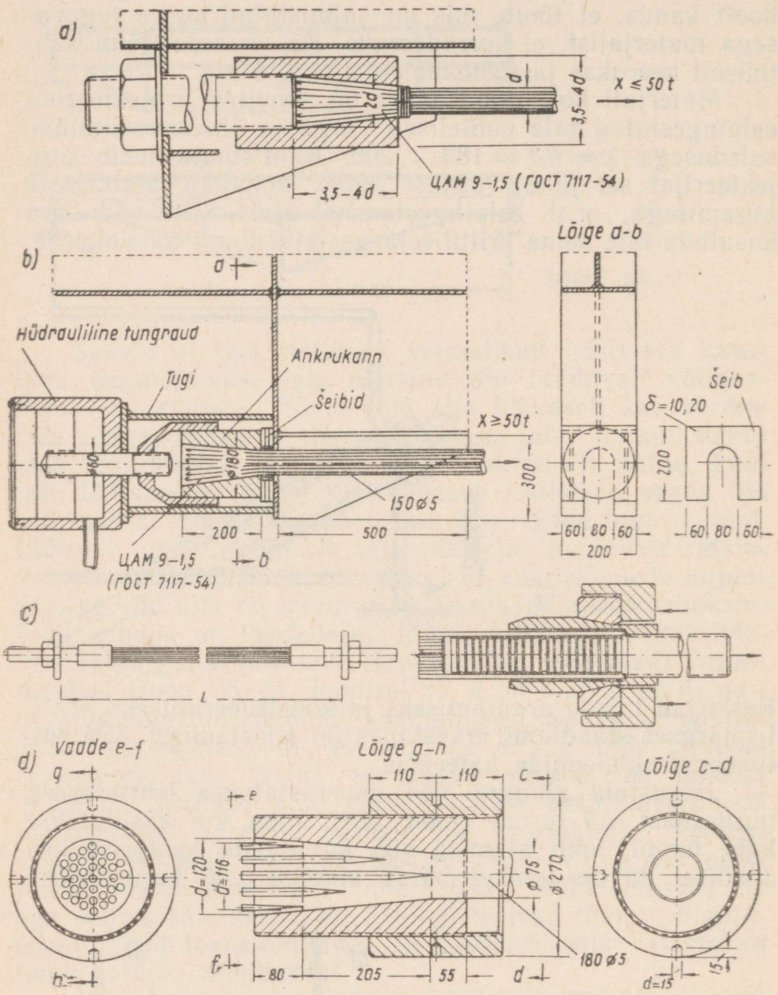
JOON. 37

Eeskirjad talade arvutamiseks ja konstrueerimiseks kriitilisejärgset staadiumi arvestades on koostamisel TPI ehituskonstruktsioonide kateedris.

Jäikustala alumine vöö moodustatakse lehtterasest, nurkrauast või torust (joon. 35). Juhul kui kasutatakse kaht tõmbi, võib alumise vöö kujundada kastprofiilina. Joonisel 38 on toodud näide alumise vöö kujundusest.



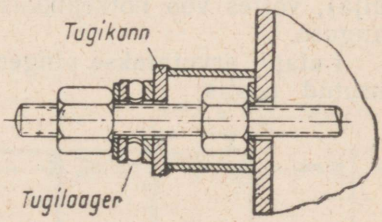
JOON. 38


a)
d
2d
3,5–4d
X ≤ 50 t
3,5–4d
ЦАМ 9–1,5 (ГОСТ 7117-54)
b)
a
Lõige a-b
Hüdrauliline tungraud
Ankrukann
Tugi
Šeibid
X ≥ 50 t
Šeib
δ=10,20
ø60
ø180
300
200
150ø5
200
500
60 80 60
60 80 60
200
ЦАМ 9–1,5
(ГОСТ 7117-54)
b
c)
l
d)
Vaade e-f
g
Lõige g-h
110
110
c
e
Lõige c-d
d=120
d=116
ø75
ø270
180ø5
f
80
205
55
d
15
d=15
h

JOON. 39

Selleks et tõmbi eelpingestamise ajal alumine vöö kui surutud element ei nõtkuks tala pinnast välja, seotakse vöö ja tõmb üksikutes punktides sidemetega, mille vahekaugus on 1,0 ... 1,5 m. Seejuures tuleb silmas pidada, et ankur toetuks tihedalt vastu tõmbi.

Eelpingestatud tala tõmb valmistatakse kas termiliselt töödeldud kõrgtugevast terasvardast (sarrusevarras), terastrossist või üksikutest traatidest (koostatakse traadikimp). Tõmbi koormus antakse talale üle ankrukannu abil, mis on mahult suhteliselt väike konstruktsioonielement, kuid nõuab täpset ja hoolikat töötlust. Joonisel 39 on toodud ankrukannude konstruktsioone. Eriti levinud on tõmbi traatide valamine kannu spetsiaalse sulami abil (joon. 39, *a*). Häid tulemusi on andnud ka lühikeste kiiludega ankrukannude kasutamine (39, *d*).



JOON. 40

Eelpingestatud metalltala tõmb eelpingestatakse kas käsitsi või hüdraulilise tungraua abil. Juhul kui tõmbi eelpingejõud ei ole eriti suur ($X \leqslant 50$ t), võime selle saavutada käsitsi — ankrukannu otsa kinnitatud poldi pingutamisega mutri ja võtme abil. Kohane on kasutada mutri all spetsiaalset tugikannu, mille alla on asetatud hõõrdejõudude vähendamiseks survelaager. Joonisel 40 on kujutatud võtmega pingutatava ankru konstruktsioon. Alumist mutrit tuleb siin keerata pidevalt järele või asetada tema alla spetsiaalsed seibid.

Suuremate eelpingejõudude korral ($X > 50 \ldots 100 \ldots$ 150 t) kasutatakse spetsiaalseid hüdraulilisi tungraudu. Joonisel 39, *b* on toodud tungrauaga pingutatava tõmbi ankrusõlme konstruktsioon.

1.4.2. Arvutus

Joonisel 41 on toodud eelpingestatud tala põhimõtteline skeem.

Vaatleme juhtu, kus tala materjal töötab nii eelpingestamise ajal (I etapp) kui ka hilisemal koormamisel (II etapp) elastses staadiumis.

I etapil pingutatakse tõmb, mille tagajärjel tala saab ekstsentriliselt surutud. Survepinged tala alumises vöös võivad küündida kuni materjali arvutustugevuseni, tala ülemine vöö on aga suhteliselt vähe koormatud. Sellel etapil saab tala negatiivse läbipainde (tala tõuseb). Kui tõmb on kogu ulatuses alumise vöö külge kinnitatud, ei ole karta vöö kui surutud elemendi nõtkumist tala pinnast välja. Kui vöö ja tõmb on seotud vaid üksikutes punktides, tuleb kontrollida vöö stabiilsust (tala pinnast välja), võttes vöö nõtkepikkuseks kinnituspunktide vahekauguse.

I etapil arvutatakse pinged talas nagu ekstsentriliselt surutud postis:

$$\sigma = -\frac{X}{F} + \frac{Xc}{I_x} x \leqslant R \qquad (1.1)$$

kus X — eelpingejõud,
F — tala ristlõikepindala,
c — kaugus tala raskuskeskmest tõmbi raskuskeskmeni,
I — tala inertsmoment;
x — vaadeldava punkti kaugus tala raskuskeskmest,
R — tala materjali arvutustugevus.

Koordinaat x on positiivne ülalpool nulljoont ja negatiivne allpool.

Koormamisel muutub eelpingestatud tala ühekordselt staatikaga määramatuks süsteemiks. Väliskoormusest tekkiv paindemoment on vastupidine eelpingestamisel tekkinud paindemomendiga.

Sellel etapil tekkivad lisapinged liituvad esimesel etapil tekkinud pingetele algebraliselt. Pinged talas arvutatakse valemiga

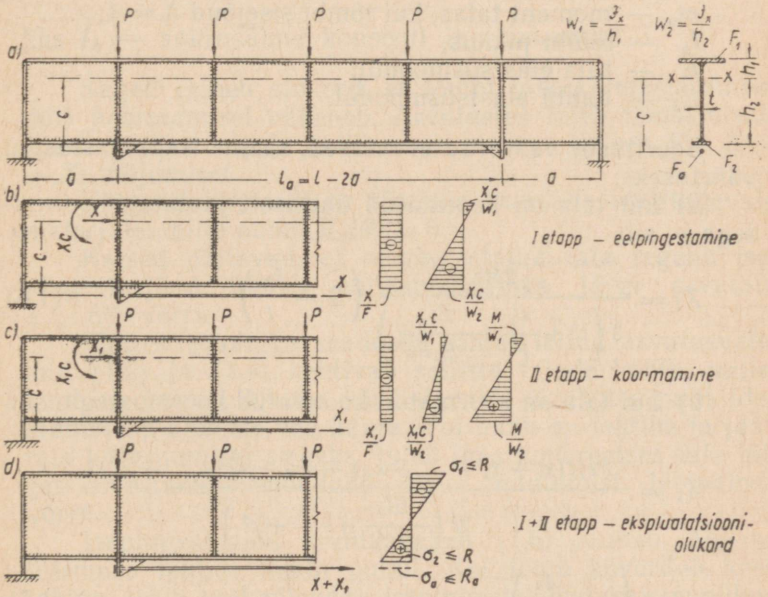
$$\sigma = -\frac{n_1 X + X_1}{F} + \frac{[(n_1 X + X_1)c - M]x}{I_x} \leqslant R \qquad (1.2)$$

kus X — eelpingejõud,
X_1 — isepingestusjõud,
M — väliskoormusest tekkiv moment,
n_1 — ülekoormustegur.

Tala seinas tekkivad nihkepinged arvutatakse tugevusõpetusest tuntud valemiga

$$\tau = \frac{QS}{I_x t} \leqslant R_{cp} \qquad (1.3)$$

kus S — ülalpool nulljoont asuva pinna staatiline moment ristlõike raskuskeskme suhtes,
t — seina paksus.



JOON. 41

Pinget tõmbis kontrollitakse järgmiselt:

$$\sigma_a = \frac{n_1 X + X_1}{F_a} \leqslant R_a \tag{1.4}$$

kus F — tõmbi ristlõikepindala,
R_a — tõmbi materjali arvutuslik tõmbetugevus.

Isepingestusjõu X_1 täpne määramine on lõpliku pingeolukorra arvutamiseks olulise tähtsusega. Kasutades ehitusmehaanikast tuntud jõumeetodit, arvutame isepingestusjõu seosest

$$X_1 = \frac{\int_0^l \frac{m_x M_x}{EI_x}\,dy}{\int_0^l \frac{m_x^2\,dy}{EI_x} + \frac{l_a}{E_a F_a} + \frac{l_a}{EF}} \tag{1.5}$$

kus M_x — moment talas väliskoormusest,
m_x — moment talas, kui tõmbi sisejõud $X = 1$,
l_a — tõmbi pikkus,
E — tala elastsusmoodul,
E_a — tõmbi elastsusmoodul.

Sooritades vastavad arvutused, saame isepingestusjõu väärtuseks:

a) kui tala on koormatud ühtlaselt jaotatud koormusega q, siis

$$X_1 = \frac{2Mc}{3\left(c^2 + \frac{I_x}{F} + \frac{EI_x}{E_a F_a}\right)}\left(2 - \frac{l_a}{l}\right) \tag{1.6}$$

b) kui tala on koormatud koondatud koormustega, siis

$$X_1 = \frac{Pc[l(x_1 + x_2 + \ldots + x_n) - (x_1^2 + x_2^2 + \ldots + x_n^2)]}{2l\left(\frac{EI_x}{E_a F_a} + \frac{I_x}{F} + c^2\right)} \times$$

$$\times \left(2 - \frac{l_a}{l}\right) \tag{1.7}$$

kus M — maksimaalne paindemoment,
c — tõmbi kaugus ristlõike raskuskeskmest,
P — koondatud koormus,
$x_1, x_2, \ldots$ — üksikute koondatud koormuste kaugused tala vasakpoolsest toest,
l — tala sille,
l_a — tõmbi pikkus.

Kui tõmb asub tala alumisest vööst tunduvalt allpool ja ankrusõlm on kujundatud konsoolina, tuleb valemi (1.5) nimetajasse lisada liige, mis arvestab konsooli otsa paigutust. Sel juhul

$$X_1 = \frac{\int_0^l \frac{m_x M_x}{EI_x}\,dy}{\int_0^l \frac{m_x^2\,dy}{EI_x}\,dy + \int_0^l \frac{m_x^2\,dx}{EI_k} + \frac{l_a}{E_a F_a} + \frac{l_a}{EF}} \qquad (1.8)$$

kus I_k — ankrusõlme konsooli inertsmoment.

Sageli esineb olukord, et tõmbi jäikus (elastsusmoodul) koormamisel väheneb. Arvutustes tuleb tõmbi elastsusmooduliks lugeda selline suurus, mis esineb jõu $X + X_1$ mõjumisel.

Kõige efektiivsem on tõmbiks kasutada kõrgtugevaid materjale, mille puhul $R_a/R \geqslant 5$.

Katsed näitavad, et eelpingestatud tala tegelik isepingestusjõud ületab ehitusmehaanika järgi arvutatu 3 ... 8% võrra.

Ehitusmehaanika seaduste põhjal leitud arvutusvalemid (1.2) ja (1.4) kehtivad selliste talade kohta, millel tõmb on kogu pikkuses või vähemalt üksikutes punktides kinnitatud alumise vöö külge. Kui tõmb on lahtine ja jääb tala kõverdumisel sirgeks, tuleb igas konkreetses tala lõikes arvestada sisejõudude õla c muutumist läbipainde võrra.

Isepingestusjõu arvutusvalem (1.5) annab õigema tulemuse lahtise tõmbi puhul. Kui tõmb kõverdub koos talaga, tekib veel täiendav isepingestusjõud, mis avaldub:

$$\Delta X_1 = 2{,}47 \frac{f^2}{l^2} \frac{l_a}{l} E_a F_a \qquad (1.9)$$

kus l_a — tõmbi pikkus,
l — tala sille,
f — tala läbipaine.

Suurte läbipainete puhul võib ΔX_1 moodustada kuni $0{,}05X_1$.

Tala paigutiste arvutamiseks on sobiv kasutada *Mohri* meetodit:

$$\Delta = \int \frac{m_x M_x \, dy}{EI_x} + \int \frac{n_x N_x \, dy}{EF} + \int \frac{q_x Q_x}{GF} dy \qquad (1.10)$$

kus m_x, n_x ja q_x — ühikjõust põhjustatud moment, normaaljõud ja põikjõud konstruktsiooni vastavas osas,
M_x, N_x, Q_x — väliskoormusest ja eelpingejõust põhjustatud moment, normaaljõud ja põikjõud konstruktsiooni vastavas osas,
G — materjali nihkemoodul.

Kuna eelpingestatud talad on tavalistest sama kandevõimega eelpingestamata taladest mõnevõrra väiksema jäikusega, on ka nende läbipainded suuremad. Läbipainde arvutamisel tuleb tingimata arvesse võtta põikjõu mõju, mis moodustab 10 ... 15% kogu tala läbipaindest.

Tala läbipainde arvutame seosest

$$f = f_0 - (f_X + f_{X_1})$$

kus f_0 — läbipaine väliskoormusest (vt. I köide),
f_X — läbipaine eelpingejõust,
f_{X1} — läbipaine isepingestusjõust.

Tala keskkoha läbipainde eelpingejõust ja isepingestusjõust võib ligikaudselt arvutada valemiga

$$f_X + f_{X_1} = \frac{X + X_1}{8EI_x} c l^2 s (2 - s) \qquad (1.11)$$

kus c — tõmbi kaugus tala ristlõike raskuskeskmest,

$$s = \frac{l_a}{l}.$$

Eksperimentidel on tähele pandud, et tegelikud läbipainded ületavad arvutuslikke mõnevõrra. Arvutused rakendusliku elastsusteooria järgi näitavad, et koondatud jõuga koormamisel on läbipainded ehitusmehaanika järgi arvutatuist 5...10% võrra suuremad. Erinevus suureneb tõmbi ekstsentrilisuse c suurenemisega. Jaotatud koormuse puhul pole erinevused märkimisväärsed.

Täiendavat majanduslikku efekti on võimalik saada, kui kasutada pingeid, mille puhul talas tekivad plastsed deformatsioonid. Põhimõtteliselt on see võimalik nii eelpinge tekitamisel kui ka koormamisel, kuid mõlemal etapil ei ole plastse tsooni kasutamine lubatud. Olgu märgitud, et niigi suured läbipainded eelpingestatud talades kasvavad plastse tsooni kasutuselevõtmisega veelgi. Vibreeriva ja pulseeriva koormuse korral (näiteks sildades ja kraanatalades) ei tohi plastset tsooni mingil juhul kasutada.

1.4.3. Optimaalsed parameetrid

Eeltoodud valemitega on küll võimalik valitud tala ristlõiget kontrollida, ei ole aga võimalik üheselt dimensioonida. Jääb üle vaid kasutada järkjärgulise lähenemise meetodit või valida ette mõningad ristlõike parameetrid ja nende alusel üheselt leida otsitav optimaalne ristlõige.

Eelpingestatud talade puhul saadakse maksimaalne efekt siis, kui tööolukorras pinged tala vöödes ja tõmbis saavutavad materjali arvutustugevuse. Seejuures on selge, et ainult eelpingestamise võttega saab ühes konstruktsioonis täielikult ära kasutada erineva tugevusega, kuid lähedase elastsusmooduliga materjale.

Tuletame seosed tala ristlõike optimaalsete parameetrite määramiseks.

Valides ette tala ristlõike parameetrid

$$A = \frac{h_2}{h_1} = \frac{W_1}{W_2}; \qquad \lambda = \frac{h}{t}; \qquad m = \frac{F_s}{F}$$

arvutame tala ristlõikepindala üksikud geomeetrilised suurused ristlõike F ja valitud parameetrite A, λ ja m kaudu. Nii saame järgmised seosed:

$$F_s = mF \tag{1.12}$$

$$F_1 = F\left(\frac{A}{A+1} - \frac{m}{2}\right) \tag{1.13}$$

$$F_2 = F\left(\frac{1}{A+1} - \frac{m}{2}\right) \tag{1.14}$$

$$h = \sqrt{F\lambda m} \tag{1.15}$$

$$h_1 = \frac{\sqrt{F\lambda m}}{A+1} \tag{1.16}$$

$$h_2 = \frac{A\sqrt{F\lambda m}}{A+1} \tag{1.17}$$

$$W_1 = \sqrt{F^3\lambda m}\,\frac{6A-(A+1)^2m}{6(A+1)} \tag{1.18}$$

$$W_2 = \sqrt{F^3\lambda m}\,\frac{6A-(A+1)^2m}{6A(A+1)} \tag{1.19}$$

$$J_x = F^2\lambda m\,\frac{6A-(A+1)^2m}{6(A+1)^2} \tag{1.20}$$

Eeldame, et nii tala eelpingestamisel pinged tala alumises vöös kui ka hilisemal koormamisel pinged tala ülemises ja alumises vöös on saavutanud tala materjali arvutustugevuse, s. o.

$$-\frac{n_2X+X_1}{F_a} - \frac{M}{W_1} + \frac{(n_2X+X_1)h_2\dfrac{c}{h_2}}{W_1} = -R \tag{1.21}$$

$$-\frac{n_2X+X_1}{F_a} + \frac{M}{W_2} - \frac{(n_2X+X_1)h_2\dfrac{c}{h_2}}{W_2} = +R \tag{1.22}$$

$$\frac{n_1X+X_1}{F_a} = R_a \tag{1.23}$$

Tõmbi eelpingestusjõu X määrame tingimusest, et eelpingestamisel survepinged tala vöös on täielikult ära kasutatud, s. o.

$$-\frac{n_1 X}{F}-\frac{n_1 X c}{W_2}=-R \tag{1.24}$$

Avaldades siit X väärtuse, saame:

$$X=\frac{RFW_2}{n_1(W_2+cF)}=\frac{RF}{n_1}\cdot\frac{6A-(A+1)^2m}{6A\left(1+\frac{c}{h_2}A\right)-(A+1)^2m} \tag{1.25}$$

Tõmbi vajaliku ristlõikepindala F_a määramiseks projekteerime kõik talaosale mõjuvad jõud tala teljele. Tasakaaluvõrrandist saame seose

$$F_a R_a+R(F_1-F_2)=0$$

kust leiame

$$F_a=\frac{R(F_1-F_2)}{R_a}=F\frac{R}{R_a}\frac{A-1}{A+1} \tag{1.26}$$

Liites võrrandid (1.21) ja (1.22), saame pärast mõningat ümbermoodustamist järgmise olulise seose:

$$\frac{n_2 X+X_1}{F}=\frac{R(W_1-W_2)}{W_1+W_2}=\frac{R(A-1)}{A+1} \tag{1.27}$$

Asetades saadud tulemuse võrrandeisse (1.21) ja (1.22), saame avaldise

$$\frac{A-1}{A+1}+\frac{M}{R\sqrt{F^3\lambda m}}\cdot\frac{6(A+1)}{6A-(A+1)^2m}-$$

$$-\frac{6(A-1)\frac{c}{h_2}A}{(A+1)[6A-(A+1)^2m]}=1 \tag{1.28}$$

millest tala ristlõikepindala

$$F = \sqrt[3]{\frac{M^2(A+1)^4}{R^2\lambda m\left[A\left(2-\frac{c}{h_2}+\frac{c}{h_2}A\right)-\frac{1}{3}(A+1)^2m\right]^2}} =$$

$$= \sqrt[3]{\frac{M^2}{R^2\lambda}}\,Y \qquad (1.29)$$

Tõmbi eelpingestusjõu X määrame avaldisest (1.25). Nagu eespool märgitud, oleneb tõmbi isepingestusjõud X_1 tala ja tõmbi dimensioonidest ja tala koormamise moodusest. Seetõttu tuleb üksikuid koormusjuhte käsitleda eraldi.

Vaatleme näitena lihttala, mille ava keskele on asetatud koondatud koormus P. X_1 määrame avaldisest (1.7), silmas pidades, et

$$\frac{M}{R\sqrt{F^3\lambda m}} = \frac{\left(2-\frac{c}{h_2}+\frac{c}{h_2}A\right)A-\frac{1}{3}(A+1)^2m}{(A+1)^2} \qquad (1.30)$$

kus M — moment tala keskel.

Tähistame tõmbi ja tala materjale iseloomustava parameetri

$$\mu = \frac{E_aR}{ER_a}$$

kus E_a, E — tõmbi ja tala materjali elastsusmoodulid,
R_a, R — tõmbi ja tala materjali arvutustugevused.

Asetades avaldisse (1.27) X ja X_1 väärtused, saame:

$$\frac{n_2}{n_1}\cdot\frac{[6A-(A+1)^2m](A+1)}{6A\left(1+\frac{c}{h_2}A\right)-(A+1)^2m}+$$

$$+\frac{c}{h_2}\cdot\frac{[3A-(A+1)m]A}{[6A-(A+1)^2m]\frac{1}{\mu(A-1)}+\frac{6A}{1+A}\left[1+\left(\frac{c}{h_2}\right)^2A\right]-(A+1)m}-$$

$$-(A-1)=0 \qquad (1.31)$$

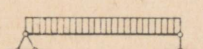
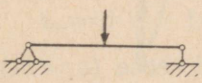
Nii saame etteantud parameetrite $m = F_s/F$ ja n_2/n_1 kaudu arvutada parameetri A väärtuse, mille kaudu on kogu ülesanne lahendatav. Nimelt, valides ette seina saleduse λ, arvutame tala ja tõmbi ristlõikepindalad ja konstrueerime tala.

Analoogilise avaldise A määramiseks saame juhul, kui tala on koormatud ühtlaselt jaotatud koormusega.

Nagu eeltoodust selgub, tuleb parameetri A määramiseks valida ette m väärtus. Võrdlusarvutused näitavad, et optimaalse ristlõike leidmiseks on kohane valida $m = 0{,}50 \ldots 0{,}55$. Kuna A määramisel tuleb arvestada tala koormamisviisi, on tema arvutamine küllaltki aegavõttev. Õigem on kasutada sellekohaseid tabeleid (tabel 1.1).

Tabel 1.1

A ja γ väärtused, kui $m = 0{,}55$ ja $c/h_2 = 1{,}1$

Tala koormamisviis	μ	$n_1 = n_2 = 1{,}0$		$n_1 = 1{,}1$; $n_2 = 0{,}9$	
		A	γ	A	γ
	0,1	1,7480	2,0188	1,6173	2,0809
	0,2	1,8403	1,9805	1,6895	2,0453
	0,3	1,9380	1,9443	1,768	2,0101
	0,4	2.0354	1,9118	1,8495	1,9769
	0,5	2,1274	1,8839	1,9300	1,9471
	0,6	2,2107	1,8609	2,0063	1,9211
	0,1	1,7316	2,0161	1,6047	2,0875
	0,2	1,8010	1,9963	1,6595	2,0597
	0,3	1,8703	1,9690	1,7158	2,0332
	0,4	1,9366	1,9447	1,7716	2,0086
	0,5	1,9978	1,9239	1,8252	1,9865
	0,6	2,0528	1,9063	1,8752	1,9672

1.4.4. Tõmbi optimaalne pikkus

Nagu varem märgitud, on otstarbekohane projekteerida tõmb alumisest vööst lühem. Tõmbi pikkuse l_a määramisel oletame, et tõmbi ankurduskohal on pinged tala alumises vöös võrdsed tala materjali arvutustugevusega, s. o.

$$\sigma_a = \frac{M_a}{W_2} = R \qquad \text{(a)}$$

kus M_a — paindemoment ankru kohal.

Näiteks kui tala on koormatud keskel koondatud koormusega, on

$$M_a = \frac{P}{2} a = 2M \frac{a}{l} \qquad \text{(b)}$$

kus M — paindemoment tala keskel,
a — ankru kaugus toest.

Asetades valemisse (a) M_a väärtuse, saame avaldisest

$$2M \frac{a}{l} = RW_2$$

ankru kauguse toest

$$a = \frac{RW_2 l}{2M}$$

ja tõmbi pikkuse

$$l_a = l - 2a = l - \frac{RW_2 l}{M}$$

Asetades l_a avaldisse varem tuletatud seose ($c = h_2$),

$$\frac{M}{R} = \sqrt{F^3 \lambda m} \; \frac{A - \frac{1}{3}(A+1)m}{A+1}$$

saame tõmbi pikkuseks

$$l_a = l \left\{ 1 - \frac{6A - (A+1)^2 m}{6A \left[A - \frac{1}{3}(A+1)m \right]} \right\} = l\delta \qquad (1.32)$$

Analoogilise avaldise saame tala jaoks, mis on koormatud ühtlaselt jaotatud koormusega. Sel juhul on

$$M_a = \frac{ql}{2}a - \frac{qa^2}{2} = 4M\left(\frac{a}{l} - \frac{a^2}{l^2}\right)$$

kust leiame ankru kauguse toest

$$a = \frac{l}{2} - \frac{l}{2}\sqrt{1 - \frac{M_a}{M}}$$

ja tõmbi pikkuse

$$l_a = l - 2a = l\sqrt{1 - \frac{M_a}{M}}$$

Asetades l_a avaldisse

$$M_a = RW_2$$

saame lõplikult

$$M = R\sqrt{F^3\lambda m}\,\frac{A - \frac{1}{3}(A+1)m}{A+1}$$

$$l_a = l\sqrt{1 - \frac{6A - (A+1)^2 m}{6A\left[A - \frac{1}{3}(A+1)m\right]}} = l\sqrt{\delta} \qquad (1.33)$$

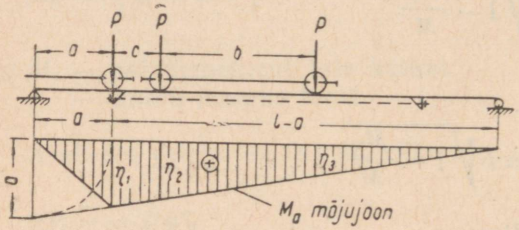
Eeltoodud valemid annavad tõmbi teoreetilise pikkuse. Tõmbi projekteerimisel tuleb tema ots viia ca 0,5 m väljapoole teoreetilist lõpetuskohta.

Eelpingestatud kraanatalad, mis on koormatud peamiselt liikuvate koondatud koormustega, arvutatakse ja dimensioonitakse eeltoodud valemite ja tabelite järgi, silmas pidades, et oleks tagatud vajalik tala tugevus ja jäikus. Mõnevõrra erinev on siin aga tõmbi ankurduskoha määramine, kuna koormus on talal liikuv. Nagu eespoolgi,

määrame ka siin ankurduskoha tingimusest, et ankurduskohal

$$\frac{\max M_a}{W_2} = R$$

Seejuures tuleb asetada koormus kraanatalale selliselt, et M_a oleks maksimaalne. Kohane on siin kasutada M_a mõjujoont (joon. 42).



JOON. 42

Joonisel 42 on toodud koormuste asetus kraanatalal eeldusel, et üks siillaratas asub väljaspool kraanatala. Asetades avaldisse (a) paindemomendi väärtuse

$$\max M_a = Aa = \frac{P_a}{l}(3l - 3a - 2c - b)$$

määrame ruutvõrrandist

$$a^2 - \left(l - \frac{2}{3}c - \frac{1}{3}b\right)a + \frac{RW_2 l}{3P} = 0 \qquad (1.34)$$

a väärtuse ja tõmbi pikkuse

$$l_a = l - 2a$$

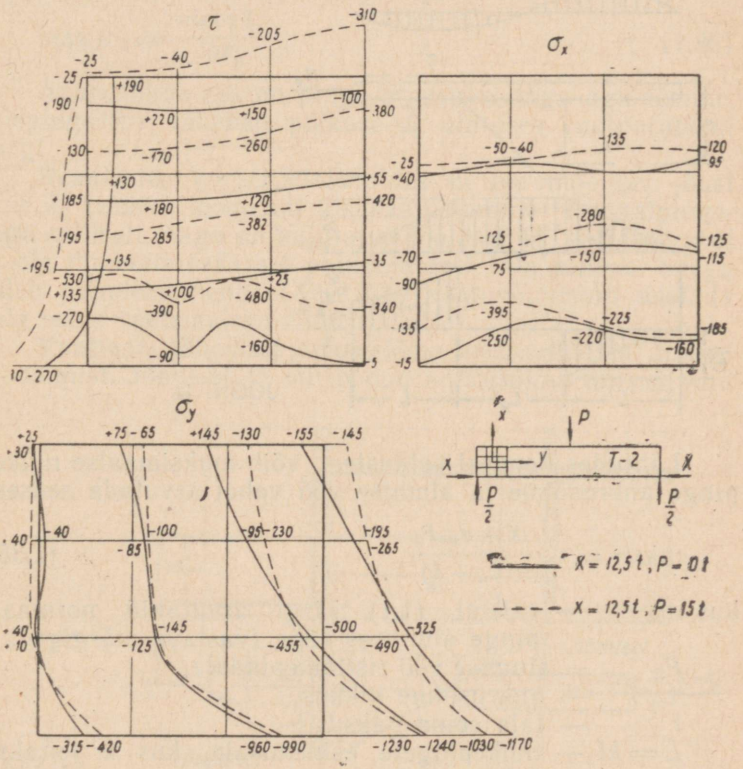
1.4.5. Ankrusõlm

Eeltoodud valemid eelpingestatud metalltalade arvutamiseks lähtusid eeldusest, et tala kogu pikkuses kehtib ristlõigete tasapinnalisuse hüpotees. See oleks õige, kui eelpinge rakendataks talale absoluutselt jäiga konsooli abil. Tegelikus konstruktsioonis pole see tingimus aga

kaugeltki täidetud. Nimelt kantakse tõmbi sisejõud ankrusõlme abil üle kas otseselt alumise vöö otsale või (lühendatud tõmbi puhul) tala vööle ja seinale. Katsed näitavad, et sellise konstruktsiooni puhul pole mõeldav *Bernoulli* hüpoteesi kehtimine ankrusõlme vahetus läheduses.

Joonisel 43 on kujutatud tegelik pingejaotus tala toepaneelis eelpingestamisest.

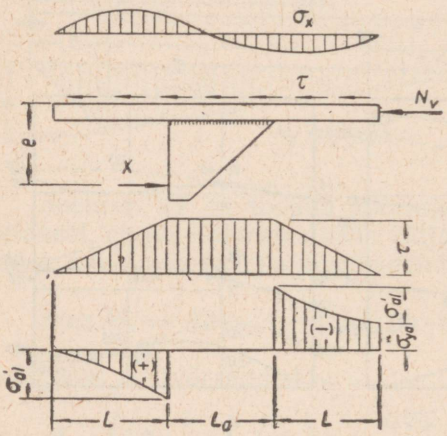
Nagu näha, tekivad alumise vöö ja seina ühenduse teatud ulatuses küllaltki suured nihkepinged ning alumine vöö on samas ulatuses üle koormatud. Katsed näitavad, et nihkepingete esinemise piirkond sõltub eelkõige alumise vöö survejäikusest ning tala kõrguse ja pikkuse suhtest.



JOON. 43

Joonisel 44 on toodud paneeli arvutusskeem. Alumine vöö koos ankrusõlmega on tala küljest lahti lõigatud ja eelpingejõud X tasakaalustatakse lõikepindades esinevate sisejõududega.

Kui eeldada, et alumise vöö osa koos ankrusõlmega (pikkus L_a) on küllalt jäik, võime seal esineva nihkepingete jaotuse lugeda sirgjooneliseks. Mõlemale poole ankrusõlme nihkepinged vähenevad, kusjuures küllaldase täpsusega võime lugeda epüüri selle osa kuju kolmnurkseks. Pikkus L on arvutatav rakendusliku elastsusteooria võtetega.



JOON. 44

Lähtudes nendest eeldustest, võib maksimaalse nihkepinge ankrusõlme ja alumise vöö vahel arvutada seosest

$$\max\tau = -\frac{X + \sigma_{ya}F_2}{t(L_a + L)} \qquad (1.35)$$

kus σ_{ya} — valemi (1.1) järgi arvutatud normaalpinge alumises vöös (vastava märgiga),
F_2 — alumise vöö ristlõikepindala,
L_a — ankrusõlme pikkus,
t — tala seina paksus,
$L = kl$ — nihkepingete esinemisala, kus k leitakse tabelist 1.2.

Tabel 1.2

Tegur k

$\frac{F_2}{th}$ \ h/l	0,05	0,1	0,15	0,2
0,05	0,078	0,089	0,099	0,106
0,15	0,088	0,101	0,110	0,118
0,25	0,097	0,107	0,117	0,124
0,35	0,103	0,114	0,124	0,129

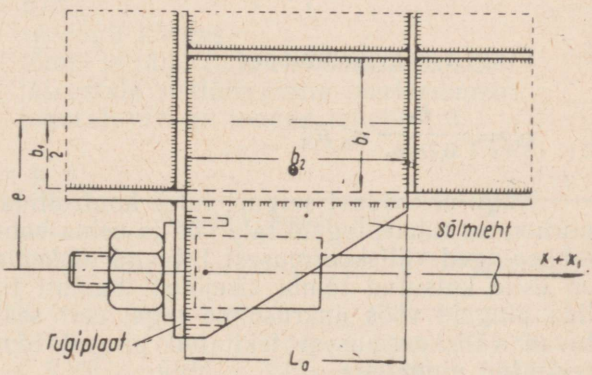
Alumise vöö ülepingestus on arvutatav järgmiselt:

$$\max \sigma'_2 = \frac{\max \tau \, Lt}{2F_2} \tag{1.36}$$

Ankrusõlme ees on pinge σ'_2 surve, taga aga tõmme. Ülepingestus väheneb pikkuse L ulatuses ruutparabooli järgi.

Reaalsetes konstruktsioonides ei ole mõeldav jõust $X + X_1$ tekkiva momendi tasakaalustamine normaalpingetega selliselt, nagu on kujutatud joonisel 44, sest tala vööl ei ole nimetamisväärset paindejäikust tala pinnas. Seega tuleb paindemomendi $(X + X_1)e$ vastuvõtmiseks asetada tala seina spetsiaalsed ribid.

Vaatleme lähemalt ankrusõlme arvutamist ja dimensioonimist. Joonisel 45 on toodud ankrusõlme lihtsustatud



JOON. 45

arvutusskeem ja koormused. Siin on ankrusõlm projekteeritud eraldi montaažiühikuna, mis koosneb tugiplaadist paksusega $t = 20 \ldots 30$ mm ja kahest sõlmelehest paksusega $16 \ldots 20$ mm. Selleks et tala alumine vöö kui tõmmatud element ei saaks rikutud tugiplaadi otsa külgekeevitamisest, jäetakse tugiplaadi ots vööga ühendamata. Tugiplaadi jäigastamiseks on tarvilikud ülemine ja alumine ribi.

Sõlmelehel tuleb vastu võtta normaaljõud $(X + X_1)/2$ ja paindemoment $(X + X_1)e/2$ ning need üle anda tala alumisele vööle ja ribidele. Joonisel 45 kujutatud sõlme puhul on alumisele vööle üleantav koormus

$$H_1 = \frac{X + X_1}{4} + \frac{X + X_1}{2} e \frac{b_1}{b_1^2 + b_2^2} \tag{1.37}$$

kus $b_1 = \frac{h_0}{4 \ldots 5}$; $b_2 = 500 \ldots 1000$ mm.

Pinged vöö nurkõmbluses

$$\tau_k = \frac{H_1}{0{,}7 h_k L_a} \leqslant R_y^{cв}$$

Sõlmelehelt vertikaalribidele üleantav koormus

$$H_2 = \frac{(X + X_1)e}{2} \frac{b_2}{b_1^2 + b_2^2} \tag{1.38}$$

Pinged keevisõmbluses

$$\tau_k = \frac{H_2}{0{,}7 h_k b_1} \leqslant R_y^{cв}$$

Nagu eeltoodust selgub, tuleb kontrollida ankrusõlme piirkonnas nihkepingeid tala vöö ja seina vahel, kuna seal nihkepinged väliskoormusest liituvad nihkepingetega, mis on esile kutsutud tõmbi sisejõust. Samuti tuleb kontrollida pingeid vöös ankrusõlme taga, sest seal samuti liituvad väliskoormusest tekitatud pinged tõmbi sisejõust tekitatud pingetega.

1.6.4. Eelpingestatud sprengeltalad

Sprengeltala puhul annab eelpingestamine eriti suurt materjali kokkuhoidu. Tõmb moodustatakse kas ühest või mitmest kõrgtugevast vardast või traadist ja asetatakse tala tasapinda $\frac{1}{4}\ldots\frac{1}{6}l$ kaugusele jäikustala teljest. Tõmbi ots kinnitatakse spetsiaalse ankruga tala otsa külge (joonis 37).

Kuna süsteem on ühekordselt staatikaga määramatu, arvutatakse tõmbi isepingestusjõud kas kanoonilisest võrrandist (1.8) või lihtsustatud valemist:

a) koondatud koormuse puhul

$$X_1 = \frac{Pb \sin \frac{\pi a}{l}}{c\frac{h}{l} + \frac{I_x}{hl}\left(\frac{\beta}{F_a} + \frac{1}{F}\right)} \qquad (1.39)$$

b) jaotatud koormuse puhul

$$X_1 = \frac{2qlb}{\pi\left[c\frac{h}{l} + \frac{I_x}{hl}\left(\frac{\beta}{F_a} + \frac{1}{F}\right)\right]} \qquad (1.40)$$

kus a — koormuse kaugus vasakpoolsest toest,
l — tala sille,
β $= E/E_a$,
h — sprengli kõrgus,
F_a, F — tõmbi ja jäikustala ristlõikepindalad,
I_x — jäikustala ristlõikepinna inertsmoment,
b, c — tegurid, mis on toodud tabelis 1.3.

Tabel 1.3

Tegurid c ja b

Tegur	Sprengli postide arv					
	1	2	3	4	5	6 ja enam
c	0,533	0,556	0,479	0,541	0,509	0,523
b	0,083	0,105	0,099	0,105	0,1018	0,1042

TRÜ Raamatukogu

Tõmbi eelpingestusjõu X väärtus on otstarbekohane arvutada tingimusest, et tala maksimaalne ja minimaalne paindemoment kõikidest talale mõjuvatest jõududest oleksid absoluutväärtuselt võrdsed.

Eelpingestusjõu X määramisel tuleb silmas pidada, et eelpingestamisel (I etapp) on jäikustala surutud ja painutatud ning võib välja nõtkuda. Eelpingestusjõud

$$n_1 X \leqslant \frac{mRWF\varphi}{h_1\varphi F + W}$$

kus F, W — jäikustala ristlõikepindala ja vastupanumoment,
h_1 — tõmbi ja jäikustala telgede vahekaugus,
n_1 — ülekoormustegur,
φ — nõtketegur.

Samuti peab olema rahuldatud tingimus

$$X \leqslant \frac{R_a \cos\alpha F_a - X_1}{n_1}$$

kus α — nurk tõmbi ja horisondi vahel.

Jäikustala tuleb kontrollida ekstsentrilisele survele

$$M_x = M_0 - (n_1 X + X_1) h_1$$
$$N_x = n_1 X + X_1$$

kus M_0 — paindemoment lihttalas.

Jäikustala stabiilsuse tagamiseks on kohane konstrueerida ta kahest [- või I-profiilist ja need ühendada nõtkelappidega ruumiliseks süsteemiks.

1.4.7. Tala seina kohalik stabiilsus

Eelpingestatud metalltala vööde ja seina kohalikku stabiilsust kontrollitakse nagu tavalistel taladel vastavalt metallkonstruktsioonide projekteerimise normide СНиП II-B.3-62 peatükile 6. Ankurduspaneeli stabiilsuse arvutamisel tuleks nihkepingetele väliskoormusest (3) lisada nihkepinged tõmbi sisejõust (37). See annab mõnevõrra suurendatud varu, kuid arvestades ankrusõlme erakordset tähtsust eelpingestatud tala jaoks on see õigustatud, sest just sealt on sageli konstruktsioonid purunenud.

1.4.8. Tõmb

Kui tõmbiks kasutatakse terastrossi, võetakse selle arvutustugevuseks $R_a = 0{,}65\sigma_p$, kus σ_p — traadi keskmine tõmbetugevus. Tsingitud terastrossi puhul on $R_a = 0{,}6\sigma_p$.

Kõrgtugeva traadi arvutustugevused on toodud tabelis 1.4; kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga sarruseterase tugevused — tabelis 1.5.

Tabel 1.4

Kõrgtugeva traadi arvutustugevused kG/cm²

Sarrus	Traadi läbimõõt mm						
	2,5	3	4	5	6	7	8
Ümmargune traat süsinikterasest ГОСТ 7348-55	11 200	10 600	10 100	9500	9000	8400	7800

Tabel 1.5

Kuumaltvaltsitud perioodilise profiiliga sarruseterase arvutustugevused kG/cm²

Terase mark	R_a
30ХГ2С	5100
35ГС, tugevdatud venitamisega kuni $\sigma_p = 5500$ kG/cm², $\varepsilon \leqslant 3{,}5\%$	4500
Ст.5, tugevdatud venitamisega kuni $\sigma_p = 5000$ kG/cm², $\varepsilon \leqslant 5{,}5\%$	4000

Elastsusmoodulid E on:

a) valtsitud terastel ja sarruseterastel mark Ст.5 ja Ст.3 ning külmtõmmatud ümmargustel või perioodilise profiiliga paralleelselt asetatud traatidel $2{,}1 \cdot 10^6$ kG/cm²,

b) valtsitud terastel ja kuumalt rullitud sarruseterastel mark 30ХГ2С ja 25Г2С $2{,}0 \cdot 10^6$ kG/cm²,

c) terastrossidel $1{,}6 \cdot 10^6$ kG/cm².

Joonpaisumistegur $\alpha = 1{,}12 \cdot 10^{-5}$.

Ülekoormustegurid on:

$n_1 = n_2 = 1{,}0$, kui eelpingestamisel määratakse tõmbi sisejõud täpselt spetsiaalse seadme abil;

$n_1 = 1{,}1$, kui vaadeldava elemendi pinge ekspluatatsioonikoormusest on sama märgiga kui eelpingestuspinge või kui eelpingestusaegne pinge on absoluutselt suurem ja märgilt erinev väliskoormuse tekitatud pingest;

$n_2 = 0{,}9$, kui vaadeldava elemendi pinge väliskoormusest on absoluutselt suurem, märgilt aga erinev eelpingestusel tekitatud pingest.

Tõmbi vajalik sisejõud eelpingestamisel

$$X_t = \frac{X}{0{,}95} + \Delta_a \frac{F_a E_a}{L}$$

kus X — tõmbi arvutuslik eelpingejõud,

0,95 — tegur, mis võtab arvesse tõmbi relaksatsiooni,

F_a, E_a — tõmbi ristlõikepindala ja elastsusmoodul,

L — tõmbi pikkus,

Δ_a — ankru järeleandmise mõju:
0,1 cm, kui ankrukannu pingutatakse mutriga;
0,2 cm, kui ankrukannu alla asetatakse seibid.

1.4.9. Näiteid

Näide 1.1

Projekteerida jalakäijate silla eelpingestatud peakandur, mille sille $l = 40{,}0$ m. Tala arvutusskeem ja koormused on toodud joonisel 46. Tala materjal — ВСт.3, tõmbi materjal — kõrgtugev terastraat $\varnothing 5$ mm (ГОСТ 7348-55); $R_a = 9500$ kG/cm^2; $E_a = 2{,}1 \cdot 10^6$ kG/cm^2. Ülekoormustegurid: eelpingestamisel $n_1 = n_2 = 1$. Lubatav läbipaine $f = l/400 = 10$ cm.

Sisejõud

$$\max M = \frac{ql^2}{8} = \frac{1{,}75 \cdot 40}{8} = 350 \text{ tm}$$

$$\max Q = \frac{ql}{2} = 1{,}75 \cdot 20 = 35 \text{ t}$$

Tala dimensioonimine

Valime

$$\lambda = \frac{h}{t} = 250; \qquad m = \frac{F_s}{F} = 0{,}5; \qquad \frac{c}{h_2} = 1{,}1$$

Teguri

$$\mu = \frac{E_a R}{E R_a} = \frac{2100}{9500} = 0{,}221$$

kaudu arvutame seosest (1.31) parameetri

$$A = 1{,}89$$

Asetades tala ristlõikepindala valemisse (1.29) ülaltoodud parameetrid, saame

$$F = 205 \text{ cm}^2$$

Edasi arvutame ristlõike kõrguse

$$h = \sqrt{m\lambda F} = \sqrt{0{,}5 \cdot 250 \cdot 205} = 160 \text{ cm}$$

ristlõike raskuskeskme kauguse ülemise vöö äärest

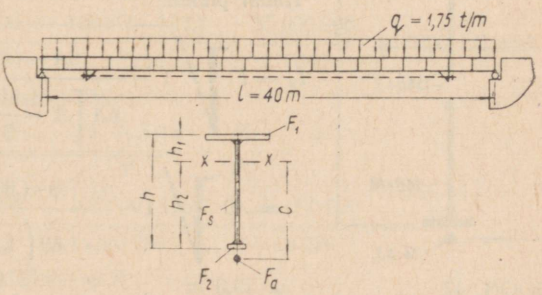
$$h_1 = \frac{h}{A+1} = \frac{160}{2{,}89} = 55{,}36 \text{ cm}$$

ja alumise vöö äärest

$$h_2 = \frac{Ah}{A+1} = \frac{1{,}89 \cdot 160}{2{,}89} = 104{,}6 \text{ cm}$$

ülemise vöö ristlõikepindala

$$F_1 = F\left(\frac{A}{A+1} - \frac{m}{2}\right) = 205\left(\frac{1{,}89}{2{,}89} - 0{,}25\right) = 82{,}81 \text{ cm}^2$$



JOON. 46

alumise vöö ristlõikepindala

$$F_2 = F\left(\frac{1}{A+1} - \frac{m}{2}\right) = 205\left(\frac{1}{2{,}89} - 0{,}25\right) = 19{,}68 \text{ cm}^2$$

tala seina ristlõikepindala

$$F_s = 0{,}5F = 102{,}5 \text{ cm}^2$$

sarruse ristlõikepindala

$$F_a = F\frac{R}{R_a}\,\frac{A-1}{A+1} = 205 \cdot \frac{2100}{1500} \cdot \frac{0{,}89}{2{,}89} = 13{,}95 \text{ cm}^2$$

Moodustame tala (joonis 47):

ülemine vöö	— 420 · 20 mm;	F_1 =	84 cm²
alumine vöö	— 140 · 14 mm;	F_2 =	19,60 cm²
sein	— 156,6 · 7 mm;	F_s =	109,62 cm²
		F =	213,22 cm²

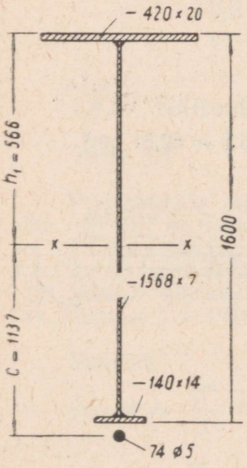
Kujundame tõmbi 74 Ø 5 kõrgtugevast terastraadist, $F_a = 14{,}5$ cm².

Arvutame ristlõikepinna raskuskeskme kauguse ülemisest vöö äärest

$$h_1 = \frac{F_1 z_1 + \ldots + F_n z_n}{F} = \frac{83{,}1 + 109{,}6 \cdot 80{,}3 + 19{,}6 \cdot 159{,}3}{213{,}22} =$$

$$= 56{,}58 \text{ cm}$$

Ristlõikepinna inertsmoment raskuskeskme suhtes



JOON. 47

$$I_x = 84 \cdot 55{,}58^2 + 109{,}62 \cdot 23{,}72^2 + \frac{0{,}7 \cdot 156{,}6^3}{12} +$$

$$+ 19{,}6 \cdot 102{,}7^2 = 748\,000 \text{ cm}^4$$

Ristlõikepinna vastupanumomendid

$W_1 = 13230$ cm³; $W_2 = 7240$ cm³

Tõmbi pikkus

$$l_a = l\sqrt{1 - \frac{6A - (A+1)^2 m}{6A\left[A - \frac{1}{3}(A+1)m\right]}} =$$

$$= 40\sqrt{1 - \frac{6 \cdot 1{,}89 - 2{,}89^2 \cdot 0{,}5}{6 \cdot 1{,}89\left(1{,}89 - \frac{1}{3}2{,}89 \cdot 0{,}5\right)}} =$$

$$= 29{,}6 \text{ m}$$

Valime tõmbi pikkuseks 30 m.

Tõmbi sisejõu juurdekasv

$$X_1 = \frac{2}{3}\,\frac{Mc}{\left(c^2+\frac{I_x}{F}+\frac{I_x}{F_a}\right)}\left(2-\frac{l_a}{l}\right) =$$

$$= \frac{2}{3}\cdot\frac{35\,000\,000\cdot 113{,}76\cdot 1{,}26}{113{,}76^2+\frac{748\,000}{213{,}2}+\frac{748\,000}{14{,}52}} = 49\,140 \text{ kG}$$

Tõmbi eelpingestusjõu X arvutame seostest

a) $X \leqslant RF_a - X_1 = 9{,}500\cdot 14{,}52 - 49{,}14 = 137{,}94 - 49{,}14 = 88{,}8$ t

b) $X \leqslant \dfrac{\varphi RFW_2}{W_2+cF} = \dfrac{0{,}95\cdot 2100\cdot 213{,}2\cdot 7240}{7240+113{,}76\cdot 213{,}2} = 100\,300$ kG $= 100{,}3$ t

Valime tõmbi eelpingestusjõuks

$X = 89$ t

Tõmbi tegelik eelpingestusjõud

$$X' = \frac{X}{0{,}95}+0{,}1\,\frac{E_aF_a}{R_a} = \frac{89}{0{,}95}+\frac{0{,}1\cdot 2{,}1\cdot 10^6\cdot 14{,}5}{9500} = 96{,}8 \text{ t}$$

Pingete kontroll

Eelpingestamisel on normaalpinged alumises vöös

$$\sigma_2 = -\frac{X}{F}-\frac{Xc}{W_2} = -\frac{89\,000}{213{,}2}-\frac{89\,000\cdot 113{,}7}{7240} =$$

$$= -1814 \text{ kG/cm}^2 < R$$

Tala koormamisel on normaalpinged alumises vöös

$$\sigma_2 = -\frac{X+X_1}{F}-\frac{(X+X_1)c}{W_2}+\frac{M}{W_2} =$$

$$= -\frac{138\,000}{213{,}2}-\frac{138\,000\cdot 113{,}7}{7240}+\frac{35\,000\,000}{7240} = 2020 \text{ kG/cm}^2$$

normaalpinged ülemises vöös

$$\sigma_1 = -\frac{X+X_1}{F}+\frac{(X+X_1)c}{W_1}-\frac{M}{W_1} =$$

$$= -\frac{138\,000}{213{,}2}-\frac{138\,000\cdot 113{,}7}{13\,230}-\frac{35\,000\,000}{13\,230} =$$

$$= -2111 \text{ kG/cm}^2 \approx R$$

pinged tõmbis

$$\sigma_a = \frac{X + X_1}{F_a} = \frac{138\,000}{14{,}50} = 9517 \text{ kG/cm}^2 \approx R_a$$

Läbipainde kontroll

Tala keskkoha läbipaine

$$f = f_0 - f_x - f_{x1} = \frac{5}{384}\frac{q^4 l^4}{EI_x} - \frac{(X + X_1)c}{8EI_x}(2ll_a - l_a^2) =$$

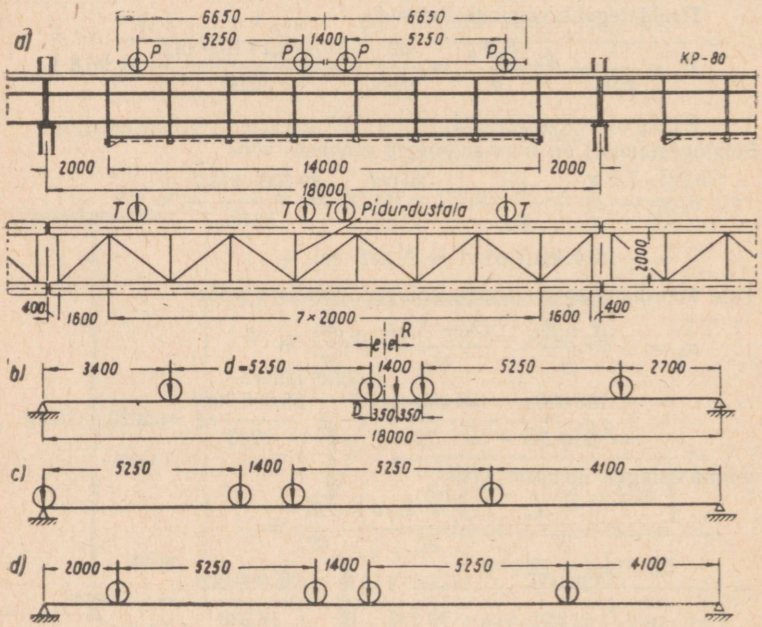
$$= \frac{5}{384} \cdot \frac{12{,}50 \cdot 4000^4}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 748\,000} -$$

$$- \frac{138\,000 \cdot 113{,}7(2 \cdot 4000 \cdot 3000 - 3000^2)}{8 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 748\,000} =$$

$$= 9{,}02 \text{ cm} < \frac{l}{400} = 10 \text{ cm}$$

Näide 1.2

Koostada eelpingestatud kraanatala kavand (joonis 48) alltoodud andmete põhjal.



JOON. 48

1. Kraanatala sille $L = 18$ m.
2. Kraanatalal liiguvad kaks sildkraanat tõstejõuga $Q = 50/10$ t (ГОСТ 3352-54).
3. Kraana sille $L_k = 22{,}5$ m.
4. Vankri kaal $G = 18{,}0$ t.
5. Kraana töörežiim — keskmine.
6. Roopa tüüp KP 80 (ГОСТ 4121-52).
7. Materjalid:
   tala — ВСт.3сп, $R = 2100$ kG/cm², $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ kG/cm²;
   tõmb — kõrgtugev traat ∅ 5 mm, $R_a = 9500$ kG/cm², $E = 2{,}1 \cdot 10^6$ kG/cm².
8. Ülekoormustegurid: eelpingestamisel $n_1 = n_2 = 1{,}0$, kraana töötamisel $n = 1{,}2$ (СНиП II-А.11-62).
9. Lubatav läbipaine $f = l/600 = 3$ cm.

Kraanatalale mõjuvad norm- ja arvutuskoormused on toodud tabelis.

Kraanatala koormused

Koormus	Tähistus	Normkoormus t	Ülekoormustegur	Dünaamilisuse tegur	Arvutuskoormus t
Kraana roopale mõjuv vertikaalkoormus	P	46,5	1,2	1,1	61,38
Kraana roopale mõjuv horisontaalkoormus	T	1,7	1,2	—	2,04

Sisejõud

Joonisel 48 on toodud koormuste asetused kraanatalal, mis tekitavad suurima paindemomendi ja põikjõu.

Joonise kohaselt on asetatud koormus kraanatalale selliselt, et koormuse resultant ja koormus P asuvad tala keskkohast võrdsetel kaugustel. Sel juhul on toereaktsioon

$$A = \frac{R\left(\frac{l}{2} - e\right)}{l} = \frac{4 \cdot 61{,}38}{18}(9 - 0{,}35) = 117{,}98 \text{ t}$$

Suurim paindemoment lõikes D vertikaalkoormusest

$$\max M_D^{(P)} = 1{,}12\left[A\left(\frac{l}{2} - e\right) - Pd\right] =$$

$$= 1{,}12(117{,}98 \cdot 8{,}65 - 61{,}38 \cdot 5{,}25) = 782 \text{ tm}$$

(tegur 1,12 arvestab kraanatala omakaalu ja põikpidurdust).

Suurim paindemoment horisontaalkoormusest (lõikes D)

$$\max M_D^{(T)} = \frac{\max M_D^{(P)} T}{1{,}12P} = \frac{782 \cdot 2{,}0^4}{1{,}12 \cdot 61{,}38} = 23{,}2 \text{ tm}$$

Suurim põikjõud toeristlõikes

$$\max Q = 1{,}06P\left(1 + \frac{a_1 + a_2 + \ldots + a_n}{l}\right) =$$

$$= 1{,}06 \cdot 61{,}38\left(1 + \frac{6{,}1 + 11{,}35 + 12{,}75}{18}\right) = 174{,}17 \text{ tm}$$

(tegur 1,06 võtab arvesse kraanatala omakaalu).

Kraanatala dimensioonimine

Valime ette parameetrid

$$\lambda = \frac{h}{t} = 160; \quad \frac{c}{h_2} = 1{,}1$$

$$m = \frac{F_s}{F} = 0{,}55$$

Arvutame parameetri

$$\mu = \frac{E_a R}{E R_a} = \frac{2100}{9500} = 0{,}22$$

ning kasutades tabelit 1.1 leiame

$$A = \frac{h_2}{h_1} \approx 1{,}84; \quad \gamma = 1{,}98$$

Tala ristlõikepindala

$$F = \sqrt[3]{\frac{M^2}{R^2\lambda}}\gamma = \sqrt[3]{\frac{7{,}82^2 \cdot 10^{14}}{2{,}1^2 \cdot 10^6 \cdot 160}} \cdot 1{,}98 = 407{,}5 \text{ cm}^2$$

ülemise vöö ristlõikepindala

$$F_1 = F\left(\frac{A}{A+1} - \frac{m}{2}\right) = 407{,}5\left(\frac{1{,}84}{2{,}84} - 0{,}275\right) = 151{,}92 \text{ cm}^2$$

alumise vöö ristlõikepindala

$$F_2 = F\left(\frac{1}{A+1} - \frac{m}{2}\right) = 407{,}5(0{,}352 - 0{,}275) = 31{,}37 \text{ cm}^2$$

seina ristlõikepindala

$$F_s = 0{,}55F = 0{,}55 \cdot 407{,}5 = 224{,}12 \text{ cm}^2$$

tõmbi ristlõikepindala

$$F_a = F\frac{R}{R_a}\frac{A-1}{A+1} = 407{,}5\,\frac{2100}{9500} \cdot \frac{0{,}84}{2{,}84} = 26{,}64 \text{ cm}^2$$

Moodustame tõmbi 137 Ø 5 kõrgtugevast traadist

$F_a = 26{,}85$ cm²

Tala kõrgus

$$h = \sqrt{mF\lambda} = \sqrt{0{,}55 \cdot 407{,}5 \cdot 160} = 189 \text{ cm}$$

Valime tala kõrguseks $h = 190$ cm.
Ristlõike raskuskeskme kaugused

$$h_1 = \frac{\sqrt{mF\lambda}}{A+1} = \frac{h}{A+1} = \frac{189}{2{,}84} = 66{,}5 \text{ cm}$$

$$h_2 = Ah_1 = 1{,}84 \cdot 66{,}5 = 122{,}36 \text{ cm}$$

Moodustame tala ristlõike järgmistest elementidest:

ülemine vöö	— $560 \cdot 28$ mm;	$F_1 = 156{,}8$ cm²
alumine vöö	— $260 \cdot 12$ mm;	$F_2 = 31{,}2$ cm²
sein	— $186 \cdot 12$ mm;	$F_s = 223{,}2$ cm²
	Kokku	$F = 411{,}2$ cm²

Joonisel 49 on toodud tala ristlõige.
Valitud ristlõikepinna raskuskeskme kaugus

$$h_1 = \frac{1{,}4 \cdot 156{,}8 + 95{,}8 \cdot 223{,}2 + 189{,}4 \cdot 31{,}2}{411{,}2} = 66{,}8 \text{ cm}$$

Tala ristlõike inertsmoment

$$I_x = 156{,}8 \cdot 65{,}4^2 + 31{,}2 \cdot 122{,}6^2 + 223{,}2 \cdot 29^2 + \frac{1{,}2 \cdot 186^3}{12} =$$

$$= 1\,970\,000 \text{ cm}^4$$

ja vastupanumomendid

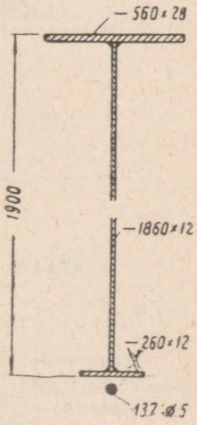
$$W_1 = \frac{I_x}{h_1} = \frac{1\,970\,000}{66{,}8} = 29\,490 \text{ cm}^3$$

$$W_2 = \frac{I_x}{h_2} = \frac{1\,970\,000}{123{,}2} = 15\,900 \text{ cm}^3$$

Tõmbi pikkuse määramine

Tõmbi otsa kinnituskoha kauguse toest A määrame tingimusest, et ankurduskohal pinged tala alumises vöös

$$\sigma_2 = \frac{M_a}{W_2} = R$$



JOON. 49

Joonisel 50 on toodud koormuse asetus talal. Tala toereaktsioon

$$A = \frac{P}{18}(3 \cdot 11{,}35 + 2 \cdot 5{,}25 + 1{,}4 - 3a) =$$

$$= \frac{P}{18}(45{,}9 - 3a)$$

Paindemoment ankurduskohal

$$M_a = \frac{Pa(45{,}9 - 3a)}{18}$$

Rakendades seost

$M_a = RW_2$

saame võrrandi a määramiseks

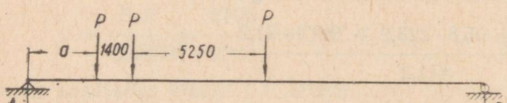
$a^2 - 15{,}3a + 32{,}6 = 0$

kust leiame

$a = 2{,}60$ m

Tõmbi pikkus

$l_a = l - 2a = 18 - 5{,}2 = 12{,}8$ m



JOON. 50

Tõmbi isepingestusjõu määramine

$$X_1 = \frac{1{,}12Pc[l(a_1 + \ldots + a_n) - (a_1^2 + \ldots a_n^2)]}{2l\left(c^2 + \frac{I_x}{F} + \frac{I_x}{F_a}\right)}\left(2 - \frac{l_a}{l}\right) =$$

$$= \frac{1{,}12 \cdot 61{,}38 \cdot 1{,}35[18 \cdot (3{,}40 + 8{,}65 + 10{,}05 + 15{,}36) - (3{,}40^2 + 8{,}65^2 + 10{,}05^2 + 15{,}30^2)] \cdot 1{,}295}{2 \cdot 18\left(1{,}35^2 + \frac{197}{411{,}2 \cdot 10^4} + \frac{197}{26{,}85 \cdot 10^4}\right)} =$$

$= 87{,}54$ t

Tõmbi eelpingestusjõu määramine

Tõmbi eelpingestusjõu X_1 määramisel peame silmas pidama nii tala kui ka tõmbi.

Eeldame, et tõmb on seotud alumise vööga sidemete abil, mille vahekaugus on 2000 mm. Arvutame sidemete vahel asuvat vööd kui surveelementi, mis võib nõtkuda tala pinnast välja.

Vöö saledus

$$\lambda_1 = \frac{l_1}{i} = \frac{200}{7{,}5} = 26{,}6$$

Nõtketegur $\varphi = 0{,}95$.

Tõmbi eelpingestusjõud (vöö kandejõust lähtudes)

$$X \leqslant \frac{\varphi R F W_2}{W_2 + cF} = \frac{0{,}95 \cdot 2100 \cdot 411{,}2 \cdot 15\,900}{15\,900 + 135 \cdot 411{,}20} = 182{,}6 \text{ t}$$

Selleks et tala koormamisel tõmbi pinged jääksid etteantud piiridesse, peab tõmbi eelpingestusjõud

$$X \leqslant R_a F_a - X_1 = 9{,}500 \cdot 26{,}85 - 87{,}54 = 167{,}50 \text{ t}$$

Valime $X = 167{,}5$ t.

Tõmbi tegelik eelpingestusjõud

$$X' = \frac{X}{0{,}95} + 0{,}1\frac{E_a F_a}{R_a} = \frac{167{,}5}{0{,}95} + \frac{0{,}1 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 26{,}87}{9500} = 182 \text{ t}$$

Pingete kontroll

1. Eelpingestuse staadium.
Normaalpinged tala alumises vöös

$$\sigma_2 = -\frac{X}{F} - \frac{Xc}{W_2} = -\frac{167\,500}{411{,}2} - \frac{167\,500 \cdot 135}{15\,900} =$$

$$= -1829 \text{ kG/cm}^2 < R$$

ja tala ülemises vöös

$$\sigma_1 = -\frac{X}{F} - \frac{Xc}{W_1} = -\frac{167\,500}{411{,}2} - \frac{167\,500 \cdot 135}{29\,490} =$$

$$= +359 \text{ kG/cm}^2$$

2. Ekspluatatsioonistaadium.
Pinged tala alumises vöös

$$\sigma_2 = -\frac{X + X_1}{F} - \frac{(X + X_1)c}{W_2} + \frac{M}{W_2} =$$

$$= -\frac{255\,000}{411{,}2} - \frac{255\,000 \cdot 135}{15\,900} + \frac{78\,200\,000}{15\,900} =$$

$$= 2135 \text{ kG/cm}^2 \approx R$$

tala ülemises vöös

$$\sigma_1 = -\frac{X + X_1}{F} + \frac{(X + X_1)c}{W_1} - \frac{M}{W_1} =$$

$$= -\frac{255\,000}{411{,}2} + \frac{255\,000 \cdot 135}{29\,490} - \frac{78\,200\,000}{29\,490} =$$

$$= -2105 \text{ kG/cm}^2 \approx R$$

Pinged tõmbis

$$\sigma_a = \frac{X + X_1}{F_a} = \frac{255\,000}{26{,}85} = 9497 \text{ kG/cm}^2 < R_a$$

Talas tõmbi kinnituskohal

$$\max M_a = \frac{Pa}{l}(45{,}9 - 3a) = \frac{61{,}38 \cdot 2{,}60(45{,}9 - 7{,}80)}{18} = 337 \text{ tm}$$

Normaalpinged alumises vöös

$$\sigma_2 = \frac{\max M_a}{W_2} = \frac{33\,700\,000}{15\,900} = 2119 \text{ kG/cm}^2 \approx R$$

Läbipainde kontroll

Tala läbipaine

$$f = f_0 - (f_x + f_{x_1}) = \frac{M^{н/2}}{10EI_x} - \frac{(X + X_1)(2ll_a - l_a^2)c}{8EI_x}$$

kus $M^н$ — paindemoment normkoormusest.

$$M^н = \frac{M}{1{,}1 \cdot 1{,}2} = \frac{782}{1{,}1 \cdot 1{,}2} = 592{,}4 \text{ tm}$$

$$f = \frac{59\,240\,000 \cdot 1800^2}{10 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 1\,970\,000} -$$

$$- \frac{255\,000(2 \cdot 1800 \cdot 1280 - 1280^2) \cdot 135}{8 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 1\,970\,000} =$$

$$= 4{,}62 - 2{,}28 = 2{,}34 \text{ cm} < \frac{1}{600} = 3{,}0 \text{ cm}$$

Tala seina kohaliku stabiilsuse kontroll

Tuleb kontrollida tala seina kohalikku stabiilsust eelpingestamisel ja tala koormamisel.

Kuna eelpingestamisel tekivad tala seinas suured survepinged, võib sein välja mõlkuda. Seina jäigastamiseks tuleb asetada pikiribid $1/4 \ldots 5\ h$ kaugusele alumisest vööst ning kontrollida seina kui ekstsentriliselt surutud plaati.

1.5. ÕHUKESESEINALISED TALAD

Täisseinaline tala koosneb vöödest, vertikaalseinast ja jäikusribidest, mis ühendatakse omavahel kas neetimise või keevitamise teel konstruktiivseks tervikuks. Kehtivate eeskirjade kohaselt määratakse tala seina paksus tingimusest, et seina tugevus ja kohalik stabiilsus oleks tagatud. Seejuures arvutatakse üksikute paneelide kriitilised pinged klassikalise elastsusteooria järgi, oletades seejuures, et kuni kohaliku stabiilsuse kaotuse momendini on tala sein absoluutselt tasane ning üleminekul tasapinnalisest tasakaaluolukorrast väljamõlkunud tasakaaluolukorda tekivad väikesed läbipainded. Katsed ja teoreetilised arvutused näitavad, et tala on võimeline töötama ka kriitilisejärgses staadiumis. Joonis 51 kujutab väljamõlkunud seinaga täisseinalist tala.

Kuna tala seinal on peaaegu alati algläbipaine, siis juba suhteliselt väikeste koormuste juures mõlkub tala sein külgsuunas välja ning koormuse edasisel suurendamisel tekib diagonaalide suunas 2 ... 3 lainet. Täisseinaline tala meenutab töötamiselt paralleelvöödega talasõrestikku, mille diagonaalideks on väljamõlkunud seinaosad.

Kuna õhukeseseinalise tala vööd töötavad peamiselt paindele ja nende sisejõu määramine ei tekita raskusi, tuleb õhukeseseinalise tala arvutamisel pöörata peatähelepanu vertikaalseina kui põikjõudu vastuvõtva elemendi uurimisele suurtel koormustel. Tala seina kohaliku stabiilsuse tagamine ei ole materjali kasutamise seisukohalt ratsionaalne, sest seina mõlkumine ei too endaga kaasa kandejõu kaotust, vaid mõlkunud seinaga tala on võimeline töötama ka pärast kriitilist staadiumi. Eriti kehtib see alumiiniumisulamitest talade kohta, mille elastsusmoodul



JOON. 51

on võrreldes terasega ligi kolm korda väiksem. Arvutused näitavad, et mõnel juhul annab tala seina kriitilisejärgse staadiumi ärakasutamine materjali kokkuhoidu 25... ...30%.

Eriti rikas õhukeseseinaliste konstruktsioonide poolest on lennukiehitus. Kui lennukikonstruktorid juba pikemat aega lubavad ekspluatatsioonis väljamõlkuvaid plaate ja koorikuid, siis ehitusinsenerid ei ole selliste konstruktsioonidega veel harjunud: kohaliku stabiilsuse kaotusele vaadatakse kui soovimatule nähtusele, millest tavaliselt hoidutakse. Ehitustegevus nõuab aga julgemaid ja ratsionaalsemaid konstruktsioone ning arvutusmeetodeid.

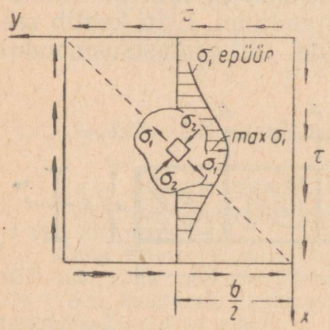
Õhukeseseinaliste talade töötamist on uuritud mitme aasta jooksul nii eksperimentaalselt kui ka teoreetiliselt. On välja töötatud rida lihtsustatud meetodeid nende arvutamiseks. Kuid sageli ei ole kasutatud arvutusskeemid kooskõlas tegeliku konstruktsiooni töötamisega. Mõnel juhul on kasutatud ka liialt ebatäpset lahendust, mille tagajärjel saadud tulemused ei anna täit ülevaadet tala käitumisest suurtel koormustel.

Tala seina kriitilisejärgse staadiumi uurimisel tuleb vaadelda kolme erinevat paneeli:

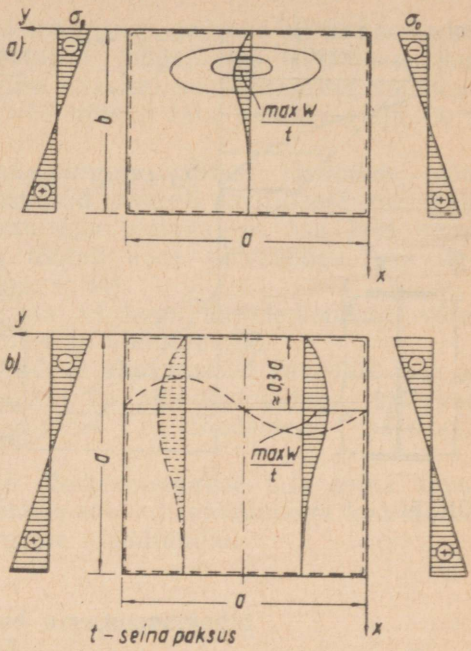
1) toelähedast paneeli, mis on koormatud peamiselt nihkejõududega,

2) tala keskkoha läheduses asuvat paneeli, mis on koormatud peamiselt paindepingetega,

3) vahepealseid paneele, mis on koormatud nii nihke- kui ka paindepingetega.



JOON. 52

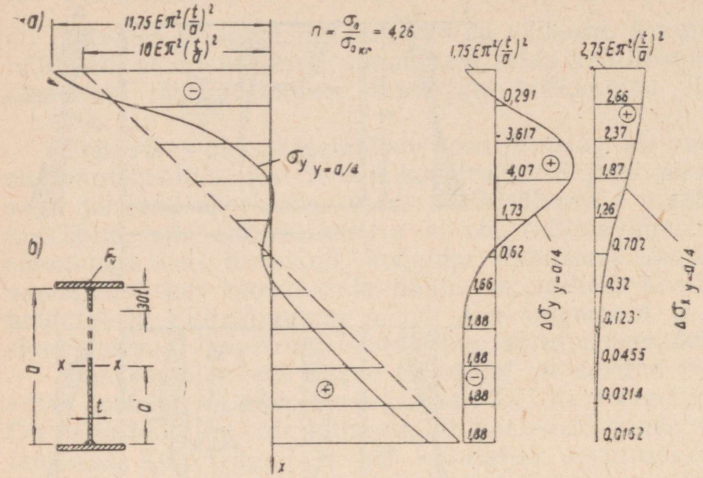


JOON. 53

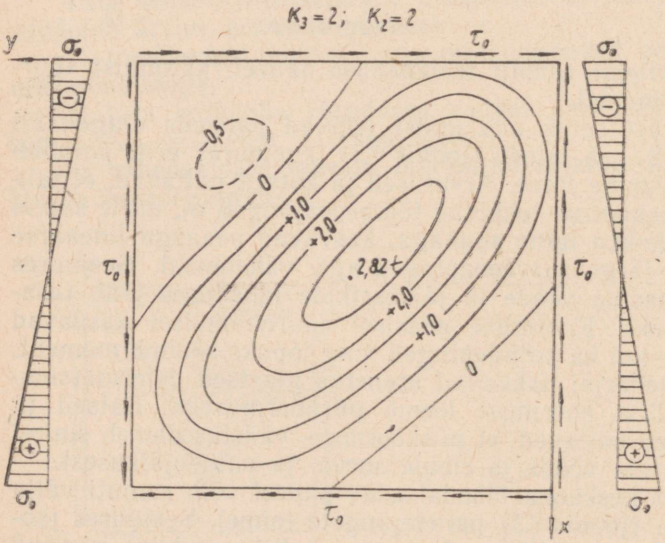
Vaatleme esmalt toelähedase paneeli käitumist suurtel koormustel.

Pärast seina mõlkumist tekivad paneelis diagonaali suunas 2...3 lainet (joonis 52), kusjuures eriti paindub läbi keskmine laine. Arvutused ja katsed näitavad, et tala seina keskpinnal tekkivad tõmbepeapinged σ_1, mille suund langeb kokku laine suunaga, kasvavad peaaegu lineaarse seaduse järgi, survepeapinged aga vähenevad. Seejuures osa talaseina vööde ja jäikusribide läheduses jääb tasapinnaliseks. Koormuse edasisel suurendamisel kasvavad nii ahel- kui ka paindepinged ning lõpuks saabub moment, kus laineharjal hakkavad arenema plastsed deformatsioonid. Sellist koormust loeme piirkoormuseks. Katsed ja arvutused näitavad, et piirkoormuse väärtus oleneb suurel määral tala vööde ja ribide surve- ja paindejäikusest.

Tala keskkoha lähedal asuv paneel võib samuti välja mõlkuda (joonis 53) paindepingete toimel. Seejuures jaotuvad pinged ristlõikes ümber — nulljoon nihkub surutud



JOON. 54



JOON. 55

vöö poole, mis omakorda saab täiendava ülekoormuse. Joonisel 54 on kujutatud pingejaotus ristlõikes, kus $\sigma_0/\sigma_{0kr} = 4{,}26$. Koormuse edasisel suurendamisel võib tekkida oht, et surutud vöö nõtkub tala pinnast välja ($\lambda > > 400$).

Vaadeldes normaalpingete jaotust ristlõikes, võib paindepingetega koormatud paneeli kriitilisejärgse staadiumi töö arvessevõtmiseks oletada, et osa tala seina (25...30 t laiuselt) töötab koos survevööga, osa aga langeb tööst välja (joonis 54).

Samuti võib oletada, et kogu paindemomendi võtavad vastu ainult ülemine ja alumine vöö.

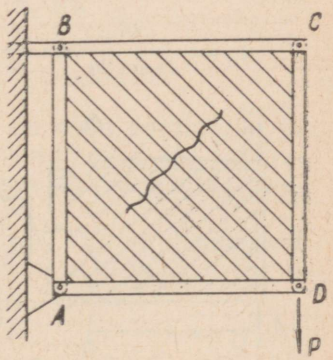
Uurimused näitavad, et vahepealsed paneelid, mis on koormatud nii nihke- kui ka paindepingetega, töötavad kriitilisejärgses staadiumis toelähedastega sarnaselt (joonis 55).

Kokkuvõttes tuleb õhukeseseinalise tala seina arvutamisel pöörata peatähelepanu nihkejõududega koormatud paneelide kriitilisejärgsele staadiumile.

1.5.1. Lihtsustatud arvutusmeetodid

Wagneri «tõmbevälja» teooria

Kui tugevale kontuurile kleepida õhuke paber ja koormata kontuuri jõuga P punktis D, siis paber gofreerub; tekivad üksikud lained diagonaali BD suunas (vt. joonis 56). Paber hakkab töötama tõmbele ning puruneb



JOON. 56

tavaliselt paberi katkemise tagajärjel. Lained koos jäikade ääreliikmetega kujutavad endast lõpmatu arvu diagonaalidega talasõrestikku.

Sellist katset demonstreeris laevaehitusinsener *R. Matrossov* auriku «Sevastopol» ehitamise ajal seoses ühe põikelemendi mõlkumise ohuga nihke mõjul.

1928. a. näitas *H. Wagner* [14], et väga õhukese seinaga tala, mille vertikaalsein on põikribidega jäigastatud, ei purune üksikute paneelide mõlkumisel. *H. Wagner* esitas arvutusmeetodi, nn. tõmbevälja teooria õhukeseseinaliste talade arvutamiseks ja dimensioonimiseks.

Meetod lähtub eeldustest, et:

a) tala vööd ja jäikusribid ei deformeeru (suure surve- ja paindejäikuse tõttu),

b) tala seina paindejäikus on null, s. t. et sein ei võta vastu survepingeid ning töötab ainult tõmbele.

Vaadeldes väljalõigatud talaosa tasakaalu, saame joonise 57 kohaselt:

$$Z = \frac{A}{\sin \alpha} = \frac{Q}{\sin \alpha} \tag{1.41}$$

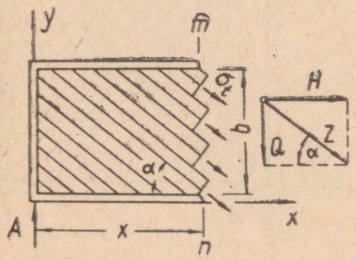
$$H = Z \cos \alpha = Q \operatorname{ctg} \alpha \tag{1.42}$$

Tähistades vertikaalseina paksuse t ja tala kõrguse b, saame

$$Z = t\sigma_1 b \cos \alpha$$

kust arvutatakse tõmbepeapinge suurus

$$\sigma_1 = \frac{2A}{tb \sin 2\alpha} = \frac{2Q}{tb \sin 2\alpha} \tag{1.43}$$



JOON. 57

Kuna sein survepingeid vastu ei võta, võetakse seina lõikes *mn* rakendatud sisejõudude resultandi horisontaalkomponent *H* vastu ülemise ja alumise vööga (joonis 57).

$$S'_a = S'_{\ddot{u}} = -\frac{Q \operatorname{ctg} \alpha}{2}$$

Paindemoment lõikes *mn* tasakaalustatakse alumise ja ülemise vöö sisejõududega

$$S''_a = -S''_{\ddot{u}} = \frac{M_{mn}}{b}$$

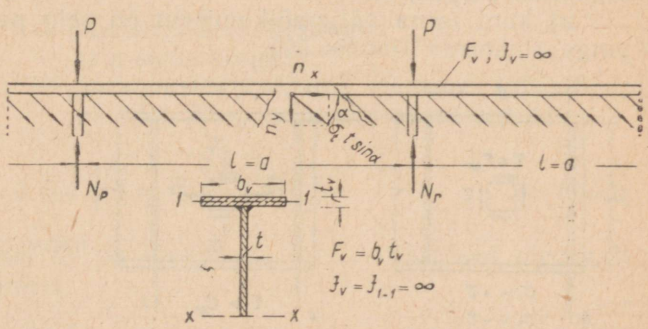
Kokkuvõttes saame

a) ülemise vöö sisejõuks

$$S_{\ddot{u}} = -\frac{Q \operatorname{ctg} \alpha}{2} - \frac{M_{mn}}{b} \tag{1.44}$$

b) alumise vöö sisejõuks

$$S_a = -\frac{Q \operatorname{ctg} \alpha}{2} + \frac{M_{mn}}{b} \tag{1.45}$$



JOON. 58

Seina tõmbepeapingete toimel on vööd painutatud ja postid surutud. Vaadeldes vööd kui mitmesildelist jätkuvtala, mis toetub postidele, määratakse vöö ja postide sisejõud.

Olgu vöö 1 cm pikkusele mõjuv viltune tõmbejõud (vt. joonis 58) $n = \sigma_1 t \sin \alpha$.

Jagades *n* kaheks komponendiks, saame:

$$\sigma_y t = n_y = n \cos \alpha = \frac{Q}{b}; \quad \sigma_x t = n_x = n \sin \alpha = \frac{Q}{b} \operatorname{tg} \alpha$$

n_y põhjustab vöö kohaliku painde, n_x tekitab postide kokkusurumise.

Vöö suurim paindemoment määratakse tavaliselt ligikaudse valemiga

$$M_v = \frac{n_y a^2}{12} \tag{1.46}$$

Posti survejõud

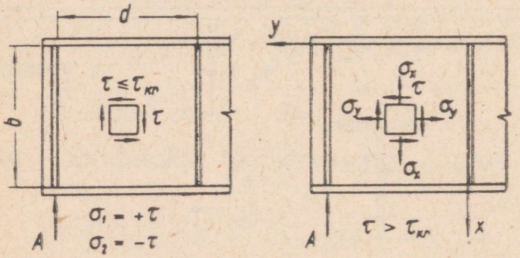
$$N_p = \frac{Qa \operatorname{tg} \alpha}{b} + P \tag{1.47}$$

kus P on otseselt postile rakendatud koormus.

Mõlkunud seina laineharja ja vöö vaheline nurk α määratakse potentsiaalenergia miinimumi tingimusest. Juhul kui postid on lõpmata jäigad, on $\alpha = 45°$.

1936. a. tegid *R. Lahde* ja *H. Wagner* eksperimentaalse uurimuse õhukeseseinaliste talade töötamise selgitamiseks. Selgus, et:

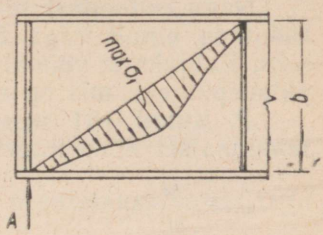
a) kuni seina väljamõlkumiseni on sein puht nihkepinge olukorras (joonis 59);



JOON. 59

b) pärast seina mõlkumist tekivad plaadi keskpinda ahelpinged σ_x, σ_y ja τ, mis olenevad tala vööde surve- ja paindejäikusest, jäikusribide survejäikusest ja paneeli küljepikkuste suhtest.

Katsed näitasid, et kui tala vöö paindejäikus on väike, tekib suurtel koormustel paneeli ainult 2 . . . 3 lainet. Seejuures tõmbepeapinged tala seina keskpinnal kasvavad, survepeapinged vähenevad. Samuti selgus, et tõmbepeapinged ei ole ühtlaselt jaotatud (joonis 60).



JOON. 60

Seoses eeltooduga soovitab *H. Wagner* arvutada suurimad tõmbepeapinged

$$\max \sigma_1 = (1 + C_2) \frac{Q}{bt \sin 2\alpha} \tag{1.48}$$

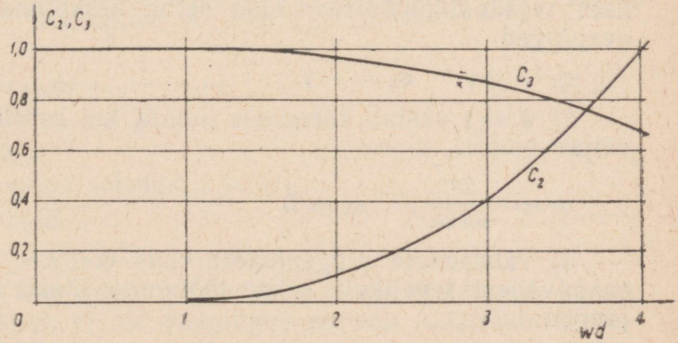
ja vöö paindemomendi

$$\max M_v = C_3 \frac{Qd^2 \operatorname{tg} \alpha}{12b} \tag{1.49}$$

kus d — jäikusribide vahekaugus,
b — tala seina kõrgus,
C_2, C_3 — parandustegurid, mis olenevad tala vööde paindejäikust iseloomustavast tegurist

$$wd = 0{,}45d \sqrt{\left(\frac{1}{I_{\ddot{u}}} + \frac{1}{I_a}\right) \frac{t}{b}} \tag{1.50}$$

Joonisel 61 on toodud C_2 ja C_3 väärtused olenevalt wd väärtusest.



JOON. 61

Nagu eeltoodust selgub, saab nn. tõmbevälja teooriat kasutada ainult väga õhukese seinaga talade arvutamiseks. Kahjuks ei võimalda meetod arvesse võtta tekkivaid paindepingeid, mis on eriti suured paneeli keskel.

P. Kuhni [8] insenerimeetod baseerub oletusel, et nominaalset nihkepinget

$$\tau = \frac{Q}{bt}$$

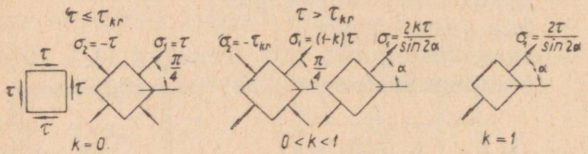
võib jaotada kaheks komponendiks

$$\tau = k\tau + (1-k)\tau \qquad (1.51)$$

kus k — tegur, mis iseloomustab «tõmbevälja» astet; k arvutatakse empiirilisest valemist

$$k = \text{th}\left(0{,}5 \lg \frac{\tau}{\tau_{kr}}\right) \qquad (1.52)$$

kus τ_{kr} — tala seina kriitiline nihkepinge,
τ/τ_{kr} — koormust iseloomustav suhe.



JOON. 62

Joonisel 62 on toodud tala seina pingeolukorrad mitmesuguste koormustegurite puhul:

1) $k = 0$ vastab juhule, kus tala sein on tasapinnalises tasakaaluolukorras. Tala seina keskpinnal tekivad peapinged

$$\sigma_1 = +\tau; \quad \sigma_2 = -\tau$$

2) $k = 1$ vastab äärmisele juhule, kui kehtib «tõmbevälja» teooria, s. o.

$$\sigma_1 = \frac{2\tau}{\sin 2\alpha}; \quad \sigma_2 = 0$$

3) vahepealne pingeolukord, kus $0 < k < 1$, vastab enam-vähem tegelikule seina töötamise olukorrale. Peapinged

$$\sigma_1 = \frac{2k\tau}{\sin 2\alpha} + \tau(1-k)\sin 2\alpha \tag{1.53}$$

$$\sigma_2 = -\tau(1-k)\sin 2\alpha. \tag{1.54}$$

Seejuures eeldatakse, et vööd on teatava paindejäikusega.

Jäikusribide ja vööde pinged arvutatakse valemitega

$$\sigma_r = -\frac{k\tau \operatorname{tg}\alpha}{\frac{F_r}{bt} + 0{,}5(1-k)}$$

$$\sigma_v = \frac{k\tau \operatorname{ctg}\alpha}{2\frac{F_v}{bt} + 0{,}5(1-k)} \tag{1.55}$$

Vöö suurim paindemoment

$$\max M_v = kC_3 \frac{Qd^2 \operatorname{tg}\alpha}{12b} \tag{1.56}$$

Nagu eeltoodust selgub, ei arvestata ka siin tala seina kandejõu määramisel paindepingeid.

K. Basleri meetod. *K. Basler* uuris 1957 ... 1960. a. keevitatud täisseinaliste talade töötamist suurtel koormustel. Katsetulemustest selgub, et keevitatud tala seina poolt vastuvõetav suurim põikjõud

$$\max Q = Q_{pl} f(\alpha, \lambda, \varepsilon_T)$$

kus Q_{pl} — põikjõud, mille juures nihkepinged saavutavad voolupiiri:

$$Q_{pl} = \tau_{pl} bt = \frac{1}{\sqrt{3}} \sigma_T bt \tag{1.57}$$

$\alpha = a/b$

λ — seina saledus, $\lambda = b/t$;

$\varepsilon_T = \sigma_T/E$

σ_T — materjali voolupiir.

Kuna keevitatud tala vöödel ei ole nimetamisväärset paindejäikust, ei ole peapinged paneeli keskõikes ühtla-

selt jaotatud. Arvutuste lihtsustamiseks oletatakse, et seinast töötab kaasa ainult teatav laius, mille väärtus (joonis 63)

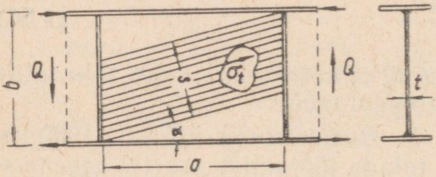
$$s = b\cos\alpha - a\sin\alpha \tag{1.58}$$

kus a — jäikusribide vahekaugus,
b — seina kõrgus,
α — tõmbepeapinge ja vöö vaheline nurk.

Ühtlasi oletatakse, et tala seina poolt vastuvõetav põikjõud

$$Q = Q_{kr} + D_d \tag{1.59}$$

kus Q_{kr} — tasapinnalise seina poolt vastuvõetav suurim põikjõud,
Q_d — tõmbevälja poolt vastuvõetav suurim põikjõud $Q_d = \sigma_t st\sin\alpha$



JOON. 63

Nurk α määratakse maksimumi-miinimumi ülesandest, s. o.

$$\frac{d}{d\alpha}(Q_d) = \frac{d}{d\alpha}(\sigma_T st\sin\alpha) = 0,$$

kust leiame

$$\operatorname{tg}\alpha = \sqrt{1+\alpha^2} - \alpha \tag{1.60}$$

$$\sin\alpha = \left[\frac{1}{2} - \frac{\alpha}{2\sqrt{1+\alpha^2}}\right]^{1/2}$$

$$\cos\alpha = \left[2\sqrt{1+\alpha^2}\left(\sqrt{1+\alpha^2} - \alpha\right)\right]^{-1/2}$$

Jäikusribide ja vööde arvutusskeem on toodud joonisel 64.

Vöö sisejõu juurdekasv (seina mõlkumisest)

$$\Delta N_v = -\sigma_t t b \frac{\alpha}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \tag{1.61}$$

jäikusribi sisejõud

$$N_p = \sigma_t t b \left(\frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha^2}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \right) \tag{1.62}$$

Puuduv σ_t määratakse IV tugevusteooriast. Joonisel 64, *b* on toodud seinaelemendile mõjuvad pinged. Enne tala seina mõlkumist on

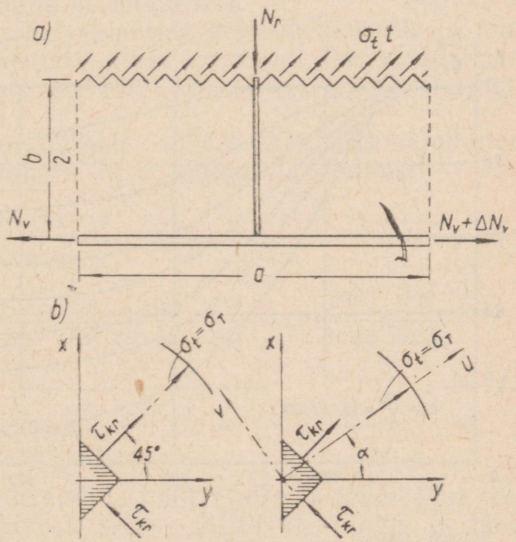
$$\sigma_1 = +\tau_{kr}; \qquad \sigma_2 = -\tau_{kr}$$

Projekteerides elemendile mõjuvad pinged telgedele *u* ja *v*, saame:

$$\sigma_u = \tau_{kr} \sin 2\alpha + \sigma_t$$
$$\sigma_v = -\tau_{kr} \sin 2\alpha$$
$$\tau_{uv} = \tau_{kr} \cos 2\alpha$$

Rakendades nüüd IV tugevusteooriat

$$\sqrt{\sigma_u^2 + \sigma_v^2 - \sigma_u \sigma_v + 3\tau_{uv}^2} = \sigma_T \tag{1.63}$$



JOON. 64

saame:

$$\frac{\sigma_t}{\sigma_T}=\sqrt{1+\left(\frac{\tau_{kr}}{\sigma_T}\right)^2\left\{\left(\frac{3}{2}\sin 2\alpha\right)^2-3\right\}}-\frac{3}{2}\frac{\tau_{kr}}{\sigma_T}\sin 2\alpha \tag{1.64}$$

Tala seina poolt vastuvõetav suurim põikjõud

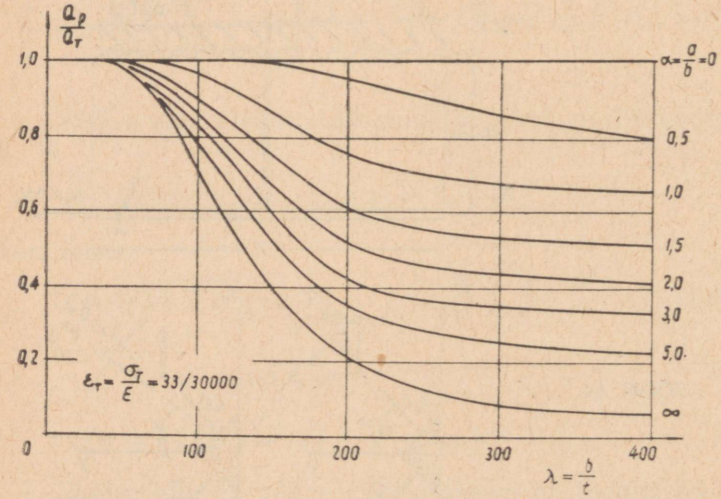
$$\max Q=Q_{piir}=Q_{pl}\left(\frac{\tau_{kr}}{\tau_T}+\frac{\sqrt{3}}{2}\frac{\sigma_t}{\sigma_T}\frac{1}{\sqrt{1+\alpha^2}}\right) \tag{1.65}$$

kus

$$Q_{\mathrm{pl}}=\frac{1}{\sqrt{3}}\sigma_T bt$$

Nagu eeltoodust selgub, oleneb tala seina piirkoormus kriitilisest nihkepingest, seina materjalist, seina saledusest ja paneeli külgede suhtest.

Joonisel 65 on toodud Q_{piir}/Q_{pl} väärtused mitmesuguste seinasaleduste (b/t) ja paneeli küljepikkuste suhte juures.



JOON. 65

K. Basleri mudel õhukeseseinaliste talade arvutamiseks on küll lihtne, kuid ei ole eriti heas kooskõlas tegeliku konstruktsiooni töötamisega. Nimelt jäetakse arvutusest välja paneeli nurgad, samuti ei arvestata piirkoormuste määramisel paindepingete mõju.

1.5.2. Tala seina arvutamine mittelineaarse elastsusteooria järgi

Tala seina kui peamiselt nihkejõududele töötavat elementi on teoreetiliselt palju uuritud [26, 16...18]. Seejuures on piirdutud enamasti erilahenditega, arvestamata tegelikke ääretingimusi, s. o. vööde ja ribide surve- ja paindejäikust. Ka on ülesanded lahendatud enamasti madalas lähenduses. Täpsemate andmete saamiseks õhukeseseinaliste talade käitumisest kriitilisejärgses staadiumis on TPI ehituskonstruktsioonide kateedris neid paljude aastate jooksul põhjalikumalt uuritud. Nii on eksperimentaalselt ja teoreetiliselt uuritud nihkejõududega koormatud üksikuid paneele, paneeligruppe ja täisseinalisi terastalasid, kusjuures erilist tähelepanu pöörati vööde, ribide ja toeribide jäikuse mõju selgitamisele.

Suure läbipaindega plaatide deformatsioonide ja pingete uurimisel kasutati mittelineaarset elastsusteooriat. Seejuures lahendati osa ülesandeid sega-, osa deformatsioonimeetodi abil.

Segameetodi kohaselt määratakse läbipaindunud plaadi tasakaaluolukord *Th. Karmani* võrranditest

$$\frac{1}{E}\nabla^2\nabla^2 F = \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\right)^2 - \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \tag{1.66}$$

$$\frac{D}{t}\nabla^2\nabla^2 w = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 2\frac{\partial^2 F}{\partial x\,\partial y}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} \tag{1.67}$$

kus F — pingefunktsioon,
w — läbipaindefunktsioon.

Lahendades võrrandid (1.66) (1.67) ja arvestades seejuures kontuuri jäikust, saame otsitavate pinge- ja läbi-

paindefunktsioonide väärtused $F(x, y)$ ja $w(x, y)$. Plaadi keskpinnal tekivad ahelpinged

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}; \quad \tau = -\frac{\partial^2 F}{\partial x\, \partial y} \tag{1.68}$$

Plaadi paindepinged

$$\sigma'_x = \pm \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$\sigma'_y = \pm \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \tag{1.69}$$

Plaadi keskpinna läbipaindefunktsiooni valikul oletati, et plaat toetub vabalt jäigale kontuurile. Silmas pidades ääretingimusi, valiti plaadi keskpinna läbipaindefunktsiooniks

$$w = \sum_1^3 \sum_1^3 w_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} = w_{11} \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b} +$$
$$+ w_{22} \sin \frac{2\pi x}{a} \sin \frac{2\pi y}{b} + w_{13} \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{3\pi y}{b} +$$
$$+ w_{31} \sin \frac{3\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b} + w_{33} \sin \frac{3\pi x}{a} \sin \frac{3\pi y}{b} \tag{1.70}$$

Asetades w vääruse võrrandisse (1.66), saame:

$$F = \sum_m \sum_n F_{mn} \cos \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{b} +$$
$$+ \sum \cos \frac{p\pi x}{a} \left(A_p \operatorname{ch} \frac{p\pi y}{a} + B_p \operatorname{sh} \frac{p\pi y}{a} + \right.$$
$$\left. + C_p y \operatorname{ch} \frac{p\pi y}{a} + D_p y \operatorname{sh} \frac{p\pi y}{a} \right) +$$
$$+ \sum \cos \frac{p\pi y}{b} \left(\overline{A}_p \operatorname{ch} \frac{p\pi x}{b} + \overline{B}_p \operatorname{sh} \frac{p\pi y}{b} + \right.$$
$$\left. + \overline{C}_p x \operatorname{ch} \frac{p\pi x}{b} + \overline{D}_p x \operatorname{sh} \frac{p\pi x}{b} \right) +$$
$$+ \frac{F_1 x^2}{2} + \frac{F_2 y^2}{2} - q_{xy} \tag{1.71}$$

kus $\sum\sum F_{mn} \cos\frac{m\pi x}{a} \cos\frac{n\pi y}{b}$ on võrrandi (1.66) erilahend,

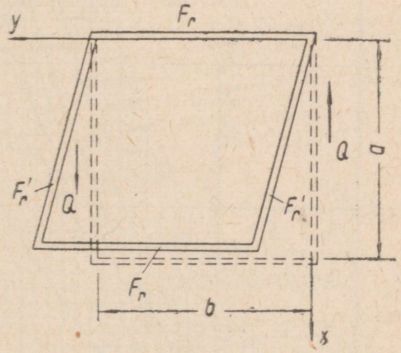
$\sum \cos\frac{p\pi x}{a} [A_p \ldots$ — täiendusfunktsioon, mille tundmatud kordajad määratakse ääretingimustest.

Vaatleme esmalt juhtu, kus plaadi servad töötamisel ei kõverdu. Andes ette ribide survejäikused F_r/at, määrame tundmatud kordajad $A_p \ldots$ järgmistest ääretingimustest (joonis 66):

1) kui $x = 0, a$; $\varepsilon_y^{ribi} = \varepsilon_y^{plaat}$; $\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = 0$

2) kui $y = 0, b$; $\varepsilon_x^{ribi} = \varepsilon_x^{plaat}$; $\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = 0$

JOON. 66



Läbipaindefunktsiooni $w(x, y)$ tundmatud kordajad määrame plaadi tasakaaluvõrrandist (1.67) *Galjorkin-Bubnovi* variatsioonimeetodi abil:

$$\int_0^a \int_0^b \left(\frac{D}{t} \nabla^2 \nabla^2 w - \sigma_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - \sigma_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} - 2\tau \frac{\partial^2 w}{\partial x\, \partial y} \right) \times$$

$$\times \sin\frac{m\pi x}{a} \sin\frac{n\pi y}{b}\, dx\, dy = 0$$

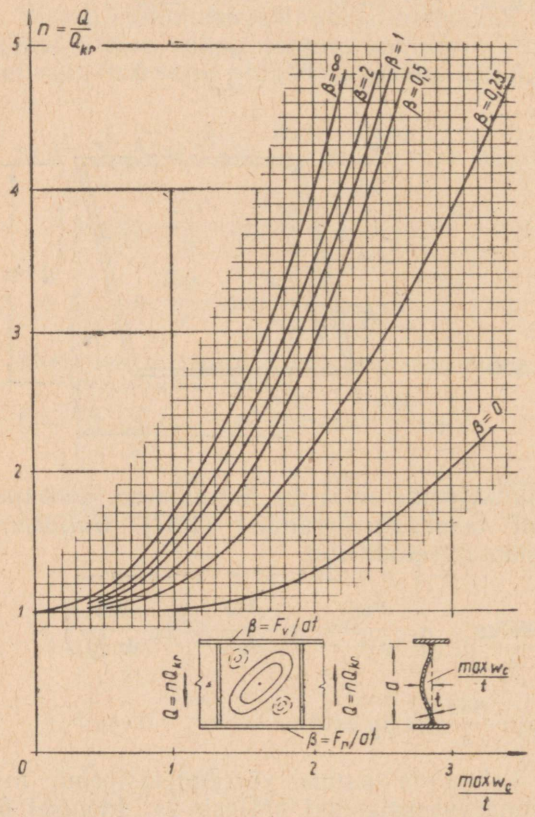
Nii saame kolmanda astme võrrandisüsteemi, mis lahendati elektronarvutusmasinal «Minsk 2». Joonisel 67

on toodud ruutplaadi keskkoha suhtelise läbipainde olenevus koormusest ja ribide survejäikusest.

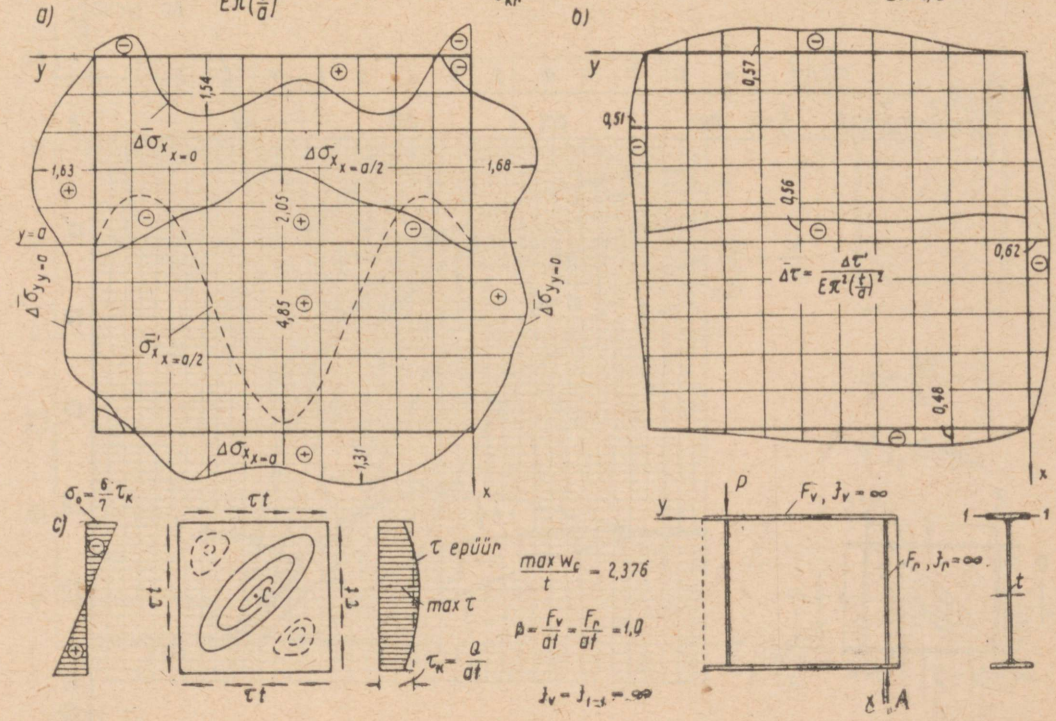
Joonisel 68 on kujutatud plaadi keskpinnal tekkivad ahel- ja paindepinged.

Nihkejõududega koormatud plaadi piirkoormus, mille juures äärmised kiud saavutavad voolupiiri, määrati IV tugevusteooria abil, arvestades seejuures nii ahel- kui ka paindepingeid.

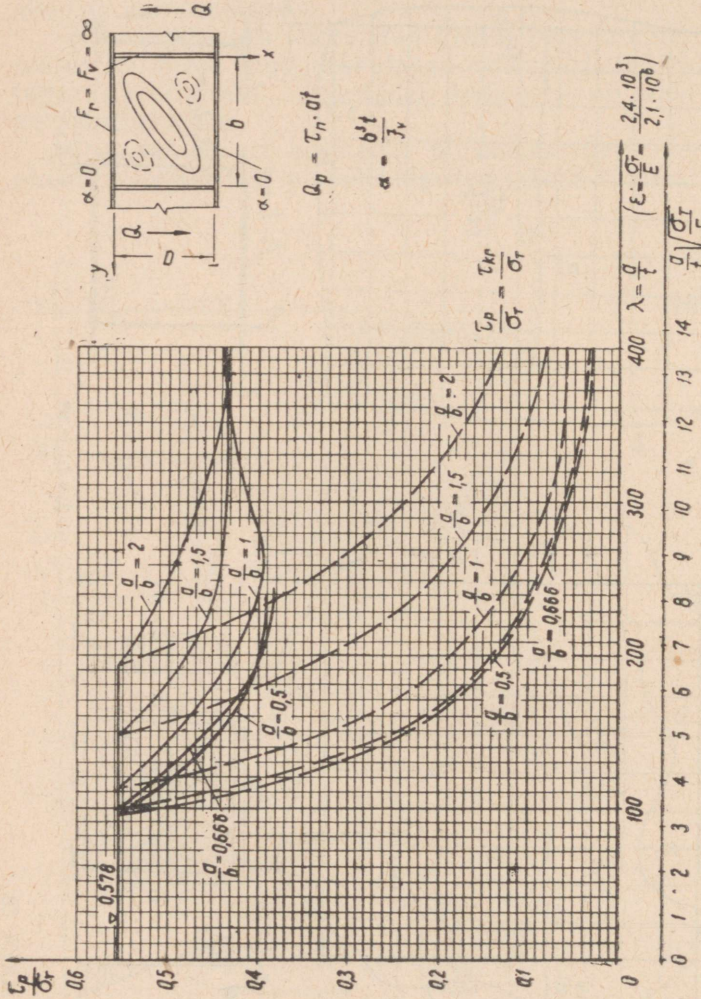
Joonisel 69 on kujutatud piirnihkepingete olenevus plaadi saledusest ja plaadi külgede pikkuse suhtest.



JOON. 67

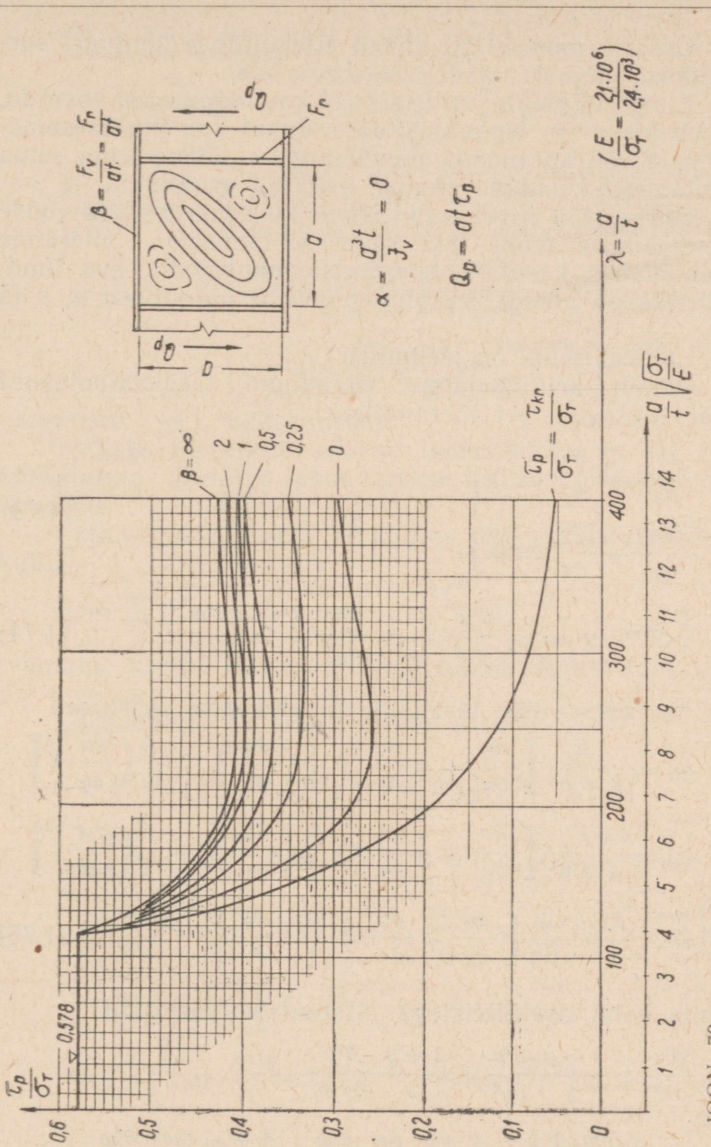

$\bar{\sigma}' = \frac{\sigma'}{E\pi^2(\frac{t}{a})^2}$ (paindepinge); $n = \frac{\tau_k}{\tau_{kr}} = 3{,}47$; $\tau_{kr} = 0{,}864E\pi^2(\frac{t}{a})^2$; $\Delta\bar{\sigma}' = \frac{\Delta\sigma}{E\pi^2 t/a^2}$ (ahelpinge)
a)
b)
y
x
1,54
1,83
1,68
2,05
4,85
1,31
0,57
0,51
0,56
0,62
0,48
$\Delta\bar{\sigma}_{x=0}$
$\Delta\sigma_{x=a/2}$
$\bar{\sigma}'_{x=a/2}$
$\Delta\bar{\sigma}_{y=0}$
$\Delta\bar{\sigma}_{y=0}$
$\Delta\bar{\tau} = \frac{\Delta\tau'}{E\pi^2(\frac{t}{a})^2}$
c)
$\sigma_o = \frac{8}{7}\tau_k$
τt
τ epüür
max τ
$\tau_k = \frac{Q}{at}$
$\frac{\max w_c}{t} = 2{,}376$
$\beta = \frac{F_v}{at} = \frac{F_n}{at} = 1{,}0$
$J_v = J_{1-1} = \infty$
p
$F_v, J_v = \infty$
$F_n, J_n = \infty$
1
1
t
A

JOON. 68



$F_r = F_v = \infty$
$\alpha = 0$
$Q_p = \tau_n \cdot at$
$\alpha = \frac{b^3 t}{J_v}$
$\frac{\tau_p}{\sigma_T} = \frac{\tau_{kr}}{\sigma_T}$
$\lambda = \frac{a}{t}$
$\left(\varepsilon = \frac{\sigma_T}{E} = \frac{2{,}4 \cdot 10^3}{2{,}1 \cdot 10^6}\right)$
$\frac{a}{t}\sqrt{\frac{\sigma_T}{E}}$
$\frac{a}{b} = 2$
$\frac{a}{b} = 1{,}5$
$\frac{a}{b} = 1$
$\frac{a}{b} = 0{,}5$
$\frac{a}{b} = 0{,}666$
0,578
$\frac{\tau_p}{\sigma_T}$

JOON. 69


$\beta = \frac{F_v}{dt} = \frac{F_r}{dt}$
d_0
F_r
a
d_0
D
$\alpha = \frac{d^3 t}{J_v} = 0$
$q_p = a t \tau_p$
$\lambda = \frac{a}{t}$
$\left(\frac{E}{\sigma_r} = \frac{21 \cdot 10^6}{24 \cdot 10^3}\right)$
$\frac{\tau_p}{\sigma_r}$
0,578
$\beta = \infty$
2
1
0,5
0,25
0
$\frac{\tau_p}{\sigma_r} = \frac{\tau_{kr}}{\sigma_r}$
$\frac{a}{t}\sqrt{\frac{\sigma_r}{E}}$
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14
100
200
300
400

JOON. 70

Graafik joonisel 70 annab ettekujutuse kontuuri survejäikuse mõjust plaadi piirkoormusele.

Elastseid plaate, mille servad koormamisel ei kõverdu, esineb laeva- ja lennukiehituses. Juhul kui õhukeseseinalise tala vöö kujundada paindejäigaks, võime tema seina arvutamisel kasutada eespool esitatud graafikuid.

Uurimistöö teisel etapil uuriti täisseinalise tala vööde paindejäikuse mõju tala seina töötamisele. Ülesande lahendamisel kasutati deformatsioonimeetodit, kus tundmatuteks on plaadi keskpinnapunktide paigutised u, v ja w.

Lahenduskäik on järgmine.

Plaadi kriitilisejärgse staadiumi tasakaaluolukord määrati järgmistest võrranditest:

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_x}{\partial x}+\frac{\partial \tau}{\partial y}&=0\\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y}+\frac{\partial \tau}{\partial x}&=0\end{aligned}\right\} \tag{1.73}$$

$$\frac{D}{t}\nabla^2\nabla^2 w=\sigma_x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\sigma_y\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+2\tau\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y} \tag{1.74}$$

Asetades neisse tasakaaluvõrranditesse väärtused

$$\sigma_x=\frac{E}{1-\mu^2}\left[\frac{\partial u}{\partial x}+\mu\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2+\frac{\mu}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2\right]$$

$$\sigma_y=\frac{E}{1-\mu^2}\left[\frac{\partial v}{\partial y}+\mu\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2+\frac{\mu}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2\right]$$

$$\tau=\frac{E(1-\mu)}{2(1-\mu^2)}\left[\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial w}{\partial x}\frac{\partial w}{\partial y}\right] \tag{1,75}$$

saame kolm osatuletistega diferentsiaalvõrrandit

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2}+\frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2}+\frac{1+\mu}{2}\frac{\partial^2 v}{\partial x\,\partial y}=$$

$$=-\frac{\partial w}{\partial x}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}-\frac{1-\mu}{2}\frac{\partial w}{\partial x}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}-\frac{1+\mu}{2}\frac{\partial w}{\partial y}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial y^2}+\frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 v}{\partial x^2}+\frac{1+\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial x\,\partial y}=$$

$$=-\frac{\partial w}{\partial y}\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}-\frac{1-\mu}{2}\frac{\partial w}{\partial y}\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}-\frac{1+\mu}{2}\frac{\partial w}{\partial x}\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}\,.$$

$$\frac{t^2}{12}\nabla^2\nabla^2 w=\left[\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)^2\right]\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)+ \tag{1.76}$$

$$+\left[\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{1}{2}\left(\frac{\partial w}{\partial y}\right)^2\right]\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)+$$

$$+(1-\mu)\left(\frac{\partial u}{\partial y}+\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial w}{\partial x}\frac{\partial w}{\partial y}\right)\frac{\partial^2 w}{\partial x\,\partial y}$$

paigutiste u ja v määramiseks.

Selliste võrrandite otsene lahendamine ei ole seni õnnestunud. Seetõttu lahendatakse ka siin ülesanne ligikaudselt.

Valides ette plaadi keskpinna läbipaindefunktsiooni kujul

$$w=\sum\sum w_{mn}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b}$$

arvutame kahest esimesest tasakaaluvõrrandist funktsioonid u ja v.

Lahendades võrrandid (1.76) saame:

$$u=u_1(x,y)+\alpha x+A_0+\bar{A}_0 y+\sum\sin\frac{m\pi x}{a}\times$$

$$\times\left[A_m\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}+B_m\operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a}+C_m\left(y\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}+\right.\right.$$

$$\left.+\frac{a}{m\pi}\operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a}\right)+D_m\left(y\operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a}+\frac{a}{m\pi}\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}\right)\Big]-$$

$$-\sum\cos\frac{m\pi y}{a}\left[\bar{A}_m\operatorname{sh}\frac{m\pi x}{a}+\bar{B}_m\operatorname{ch}\frac{m\pi x}{a}+\right.$$

$$+\bar{C}_m\left(x\operatorname{sh}\frac{m\pi x}{a}-2\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{a}{m\pi}\operatorname{ch}\frac{m\pi x}{a}\right)+$$

$$\left.+D_m\left(x\operatorname{ch}\frac{m\pi x}{a}-2\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{a}{m\pi}\operatorname{sh}\frac{m\pi x}{a}\right)\right] \tag{1.77}$$

$$v = v_1(x, y) + \beta y + \gamma x + B_0 - \sum \cos \frac{m\pi x}{a} \times$$
$$\times \left[A_m \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} + B_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} + C_m \left(y \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} - \right.\right.$$
$$\left. - 2 \frac{1-\mu}{1+\mu} \frac{a}{m\pi} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right) + D_m \left(y \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} - \right.$$
$$\left.\left. - 2 \frac{1-\mu}{1+\mu} \frac{a}{m\pi} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} \right) \right] +$$
$$+ \sum \sin \frac{m\pi y}{a} \left[\bar{A}_m \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{a} + \bar{B}_m \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{a} + \right.$$
$$+ \bar{C}_m \left(x \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{a} + \frac{a}{m\pi} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{a} \right) +$$
$$\left. + \bar{D}_m \left(x \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{a} + \frac{b}{m\pi} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{a} \right) \right] \qquad (1.78)$$

kus 1) $u_1(x, y) = \sum_m \sum_n u_{mn} \sin \frac{m\pi x}{a} \cos \frac{n\pi y}{a}$

$$v_1(x, y) = \sum_m \sum_n v_{mn} \cos \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{m\pi y}{a}$$

on kahe võrrandi 1.76 erilahendiks,

2) $\sum_m \sin \frac{m\pi x}{a} \left[A_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} + \dots \right]$

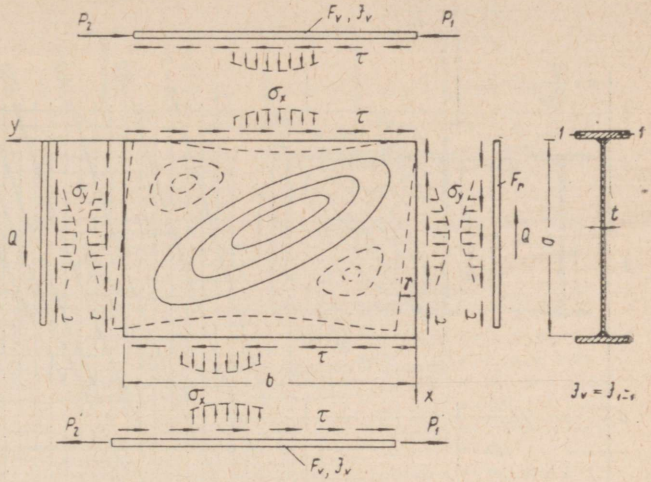
on täiendusfunktsioon, mis peab rahuldama võrrandeid

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{1-\mu}{2} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1+\mu}{2} \frac{\partial^2 v}{\partial x \partial y} = 0$$
$$\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{1-\mu}{2} \frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{1+\mu}{2} \frac{\partial^2 u}{\partial x \partial y} = 0$$

3) A_m, B_m — integreerimiskonstandid, $\bar{A}_0$ — konstant,
A_0 — konstant, γ — nihkenurk.

Erilahendite $u_1(x, y)$ ja $v_1(x, y)$ kordajad on toodud uurimistöös [17].

Tundmatud kordajad A_m, B_m, ... määrame järgmistest ääretingimustest (joonis 71):



JOON. 71

1) kui $x = 0, a$, siis $\dfrac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0$; $\varepsilon_y^{ribi} = \varepsilon_y^{plaat}$;

$$EI_{ribi}\frac{\partial^4 u}{\partial y^4} = \pm t\sigma_x$$

2) kui $y = 0, b$, siis $\dfrac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0$; $\varepsilon_x^{ribi} = \varepsilon_x^{plaat}$;

$$\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} = 0.$$

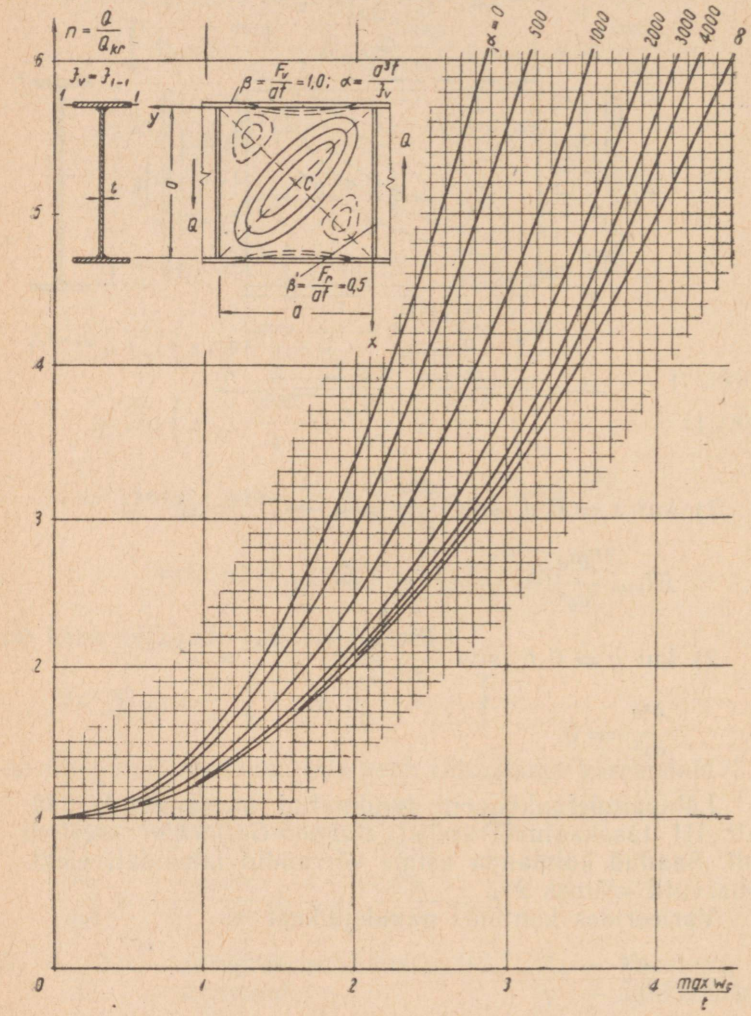
Läbipaindefunktsiooni tundmatud parameetrid määrati III tasakaaluvõrrandist *Bubnov-Galjorkini* meetodi abil. Saadud kolmanda astme võrrandid lahendati elektronarvutil «Minsk 2».

Varieerides kontuuri paindejäikust

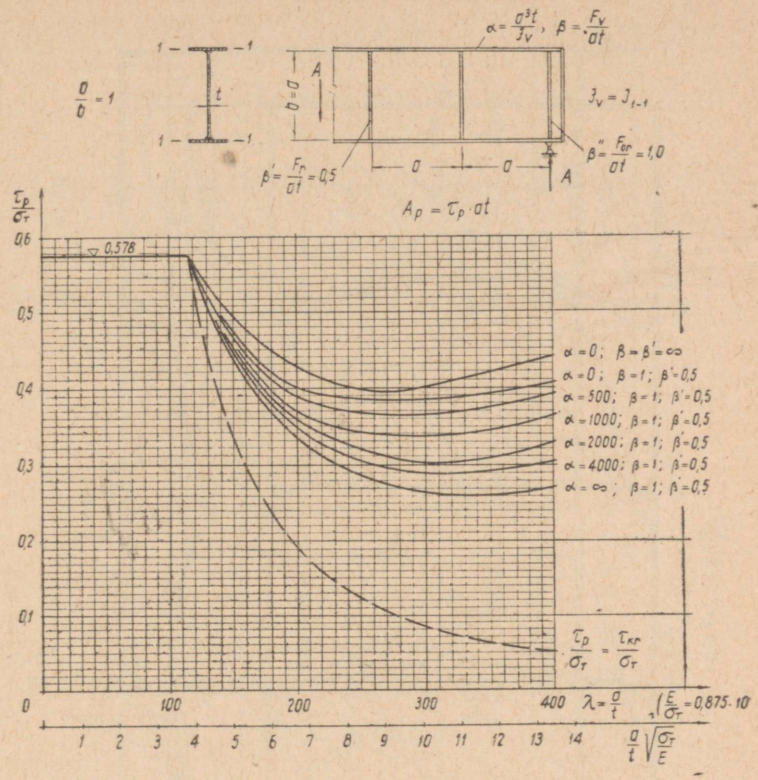
$$a = \frac{a^3 t}{I_r}$$

kus I_r — ribi inertsmoment, kui ribi paindub tala pinnas;

a — plaadi külje pikkus,


n = Q/Q_kr
α = 0
500
1000
2000
3000
4000
∞
J_v = J_1-1
β = F_v/σt = 1,0; α = σ³t/J_v
β' = F_r/σt = 0,5
max w_s/t

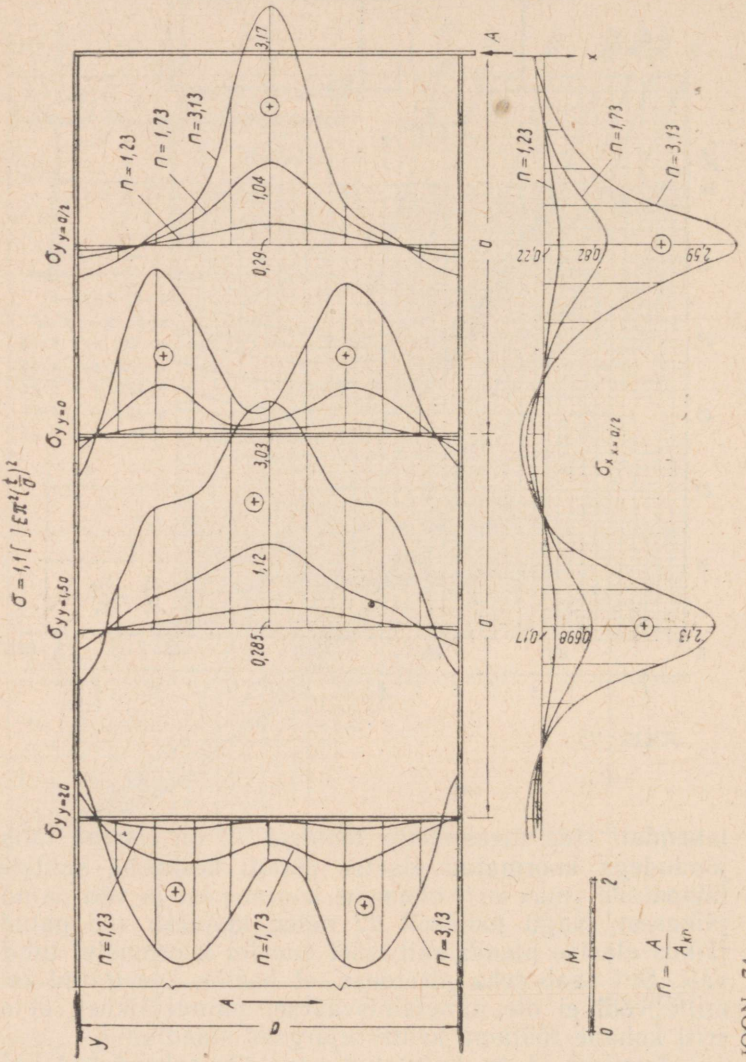
JOON. 72



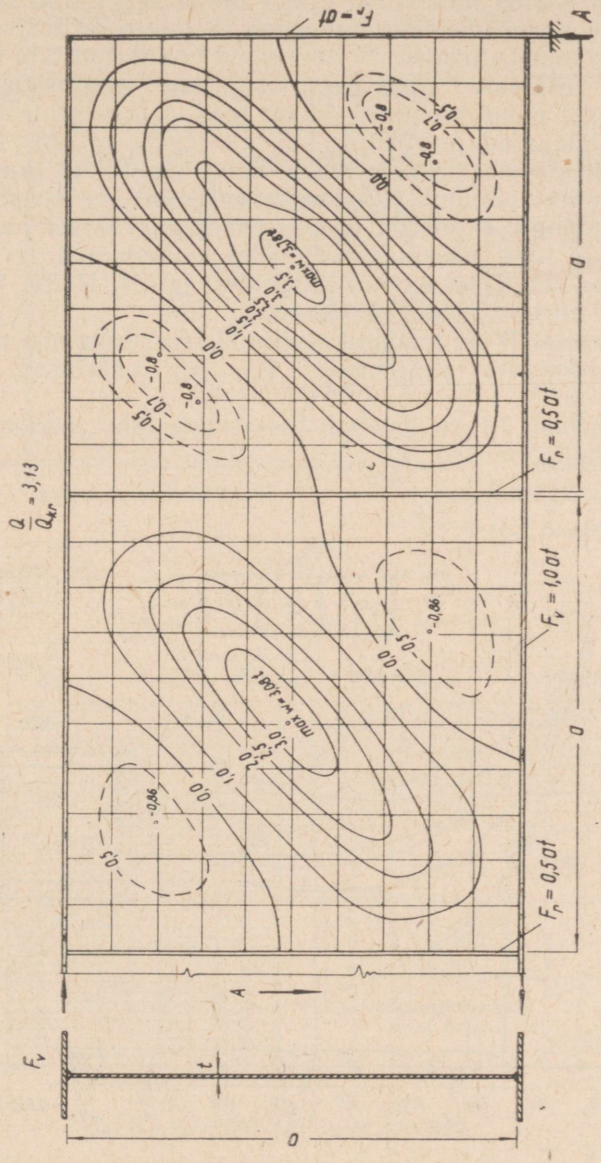
JOON. 73

lahendati rida ülesandeid. Joonisel 72 on toodud nihkejõududega koormatud elastse plaadi keskkoha suhtelise läbipainde $(\max w)/t$ olenevus koormusest ja vöö paindejäikusest. Nagu jooniselt 72 näha, mõjutab vöö paindejäikus elastse plaadi käitumist suurtel koormustel tunduvalt. Siit saab teha järelduse, et harilik keevitatud tala, mille vööl ei ole nimetamisväärset paindejäikust, ei ole eriti kohane töötama kriitilisejärgses staadiumis.

Joonisel 73 on kujutatud paneelile rakendatud keskmiste piirnihkepingete olenevus plaadi saledusest ja vööde paindejäikusest.


σ = 1,1 [ ] Eπ²(t/a)²
σy y=0/2
σy y=0
σy y=1,50
σy y=2,0
σx x=0/2
n=1,23
n=1,73
n=3,13
3,17
1,04
0,29
3,03
1,12
0,285
0,22
0,82
2,59
0,17
0,698
2,13
A
x
y
a
M
0
1
2
n = A/Akr

JOON. 74



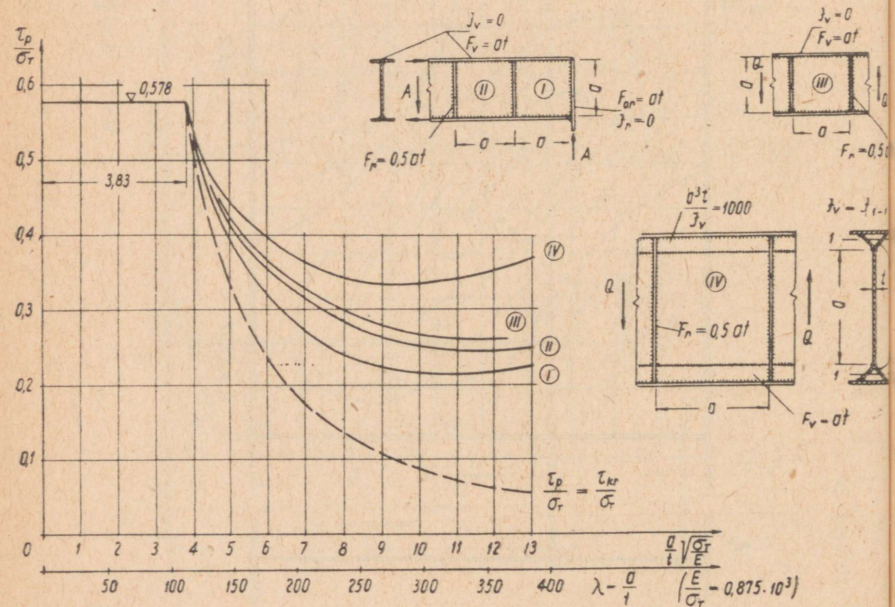
JOON. 75

Uurimistöö kolmandal etapil uuriti keevitatud talade üksikute paneelide deformatsioone ja pingeolukordi suurtel koormustel. Joonisel 74 on toodud keevitatud tala keskpinnal tekkivate ahelpingete väärtused mitmesuguste koormuste puhul. Joonisel 75 on toodud tala seina keskpinna läbipaindunud kuju, kui $n = Q/Q_{kr} = 3{,}13$. Nagu jooniselt näeme, tekib paneeli kolm poollainet, kusjuures I paneel paindub II paneelist rohkem. See on seletatav asjaoluga, et toeribil ei ole nimetamisväärset paindejäikust ja ta ei takista plaadi serva kõverdumist.

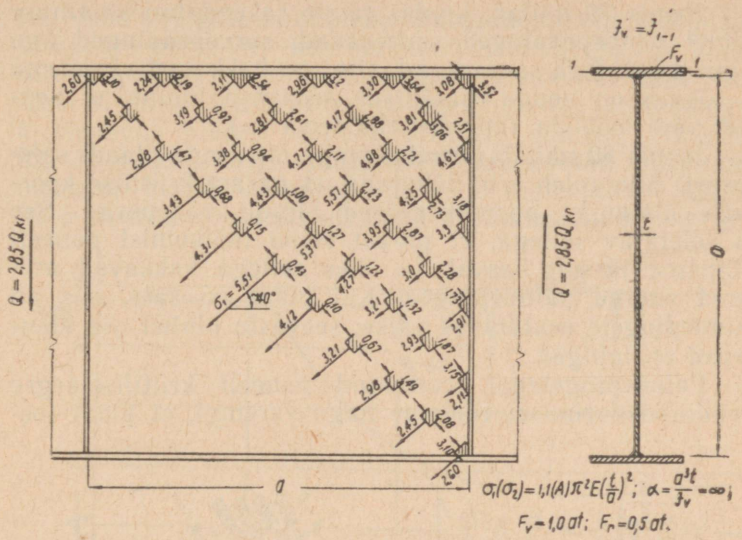
Joonisel 76 on toodud keevitatud tala I, II, III ja IV paneeli piirkoormuste väärtused.

Joonisel 77 on toodud keevitatud tala keskpinna punktides tekkivate peapingete (σ_1, σ_2) väärtused, kui $Q/Q_{kr} = 2{,}85$.

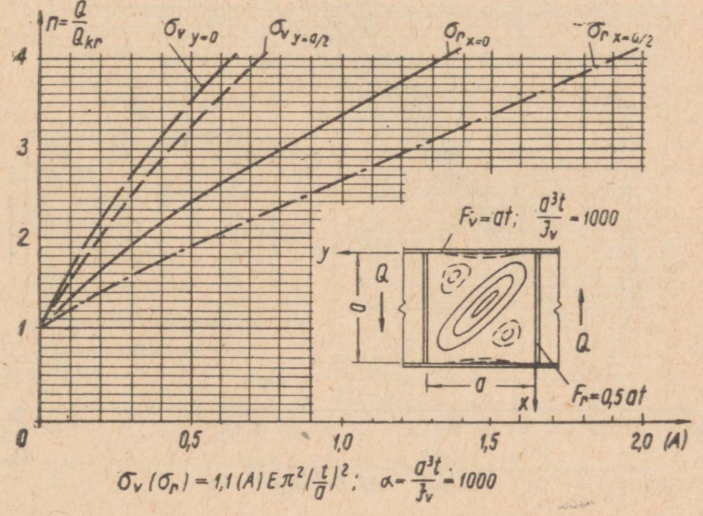
Joonisel 78 on toodud keevitatud tala jäikusribide ja vööde koormused.



JOON. 76



JOON. 77

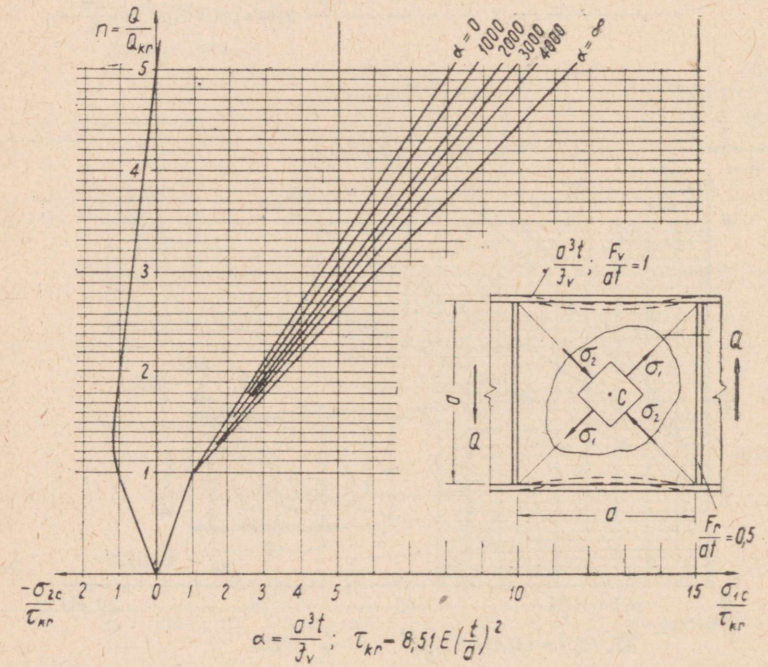


JOON. 78

Joonis 79 näitab, kuidas talale rakendatud koormuse toimel tõmbepeapinged suurenevad, survepeapinged aga algul mõnevõrra suurenevad, siis aga hakkavad vähenema ja lõpuks on nende osatähtsus sedavõrd tühine, et nendest võib loobuda («tõmbevälja teooria»).

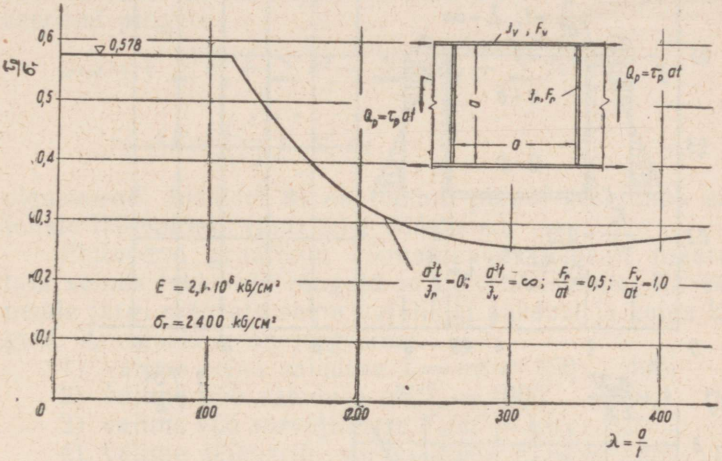
Joonis 80 näitab piirnihkepinge olenevust plaadi saledusest. Siin tuleb eriti rõhutada, et pärast kriitilise koormuse ületamist piirnihkepinged järsult vähenevad. See on seletatav sellega, et pärast seina mõlkumist paneeli läbipaine järsult kasvab ja ühes sellega hakkavad arenema suured paindepinged. Kui plaat on sale, siis on paindepingete osatähtsus väike, seevastu olulist osa etendavad ahelpinged.

Paindepingetega koormatud paneeli kriitilisejärgse staadiumi uurimisel eeldame nagu varemgi, et plaat toe-

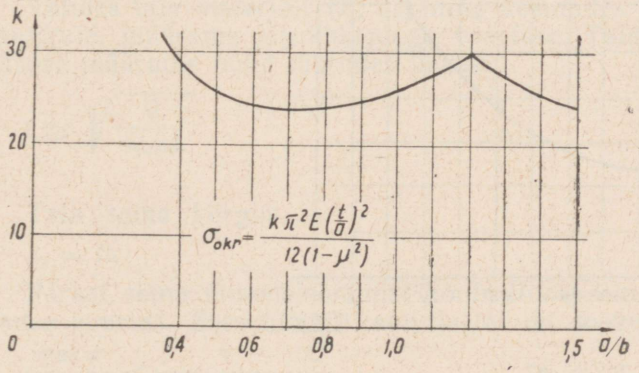


JOON. 79

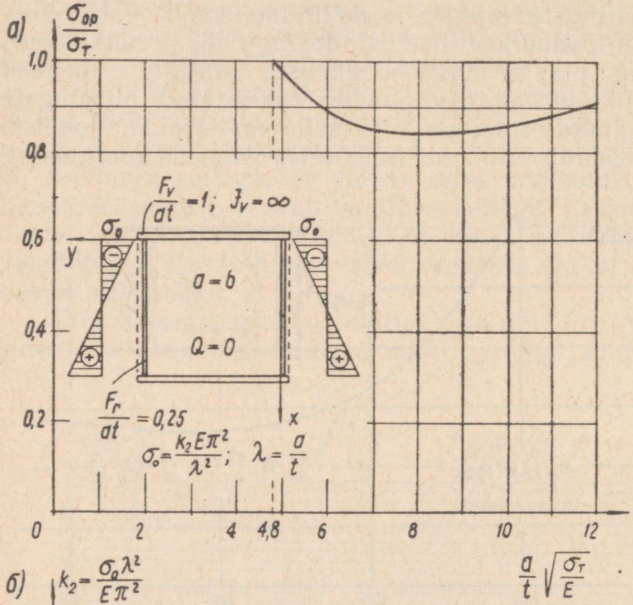
tub vabalt jäigale kontuurile. Kasutades mõlkunud plaadi tasakaalu uurimisel deformatsioonimeetodit, saame lõpuks seosed koormuste, pingete ja deformatsioonide vahel. Joonisel 81 on toodud kriitilise paindepinge σ_{0kr} ja nõtketeguri k olenevus plaadi külgede pikkuste suhtest. Joonisel 82, *a* on kujutatud ruutplaadile rakendatud piirpingete olenevus plaadi saledusest ja selle materjalist. Joonisel 82, *b* on toodud ruutplaadi (max w)/t olenevus koormusest.

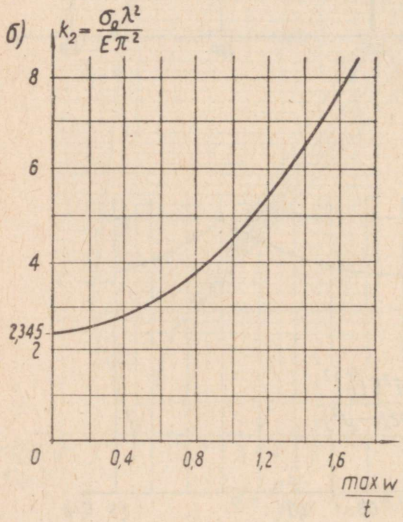


JOON. 80



JOON. 81


а)
$\frac{\sigma_{0p}}{\sigma_T}$
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0
2
4
4,8
6
8
10
12
$\frac{a}{t}\sqrt{\frac{\sigma_T}{E}}$
$\frac{F_v}{at}=1;\ J_v=\infty$
σ_0
σ_0
y
x
a=b
Q=0
$\frac{F_r}{at}=0,25$
$\sigma_0=\frac{k_2 E\pi^2}{\lambda^2};\ \lambda=\frac{a}{t}$


б)
$k_2=\frac{\sigma_0\lambda^2}{E\pi^2}$
8
6
4
2,345
2
0
0,4
0,8
1,2
1,6
$\frac{max\ w}{t}$

JOON. 82

Painde- ja nihkepingetega koormatud paneeli kriitilisejärgse staadiumi töötamise uurimine on mõnevõrra keerukam ja töömahukam. Pealegi on siin oluline, et valitud plaadi keskpinna läbipaindefunktsioonis oleks küllaldaselt liikmeid, et seina mõlkumist kirjeldada. Valides ruutplaadi keskpinna läbipaindefunktsiooni ning kasutades ülesande lahendamisel deformatsioonimeetodit, arvutame koormuste, pingete ja deformatsioonide vahelised seosed. Joonisel 83 on kujutatud plaadi koormuste ja redutseeritud pingete

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sum \sigma_x^2 + \sum \sigma_y^2 - \sum \sigma_x \sigma_y + \sum 3\tau^2} =$$

$$= AE\pi^2 \left(\frac{t}{a}\right)^2 \leqslant \sigma_T$$

olenevused. Joonisel 84 on toodud plaadi keskpinna suhteliste läbipainete $(\max w)/t$ väärtused.

Eeltoodud graafikud võimaldavad hõlpsalt määrata tala seinas tekkivaid pingeid ja deformatsioone. Ka saab nende järgi määrata seina vajalikku paksust ja seina kõrgust. Arvutuskäik on järgmine:

1) valime seina saleduse $\lambda = a/t = 350 \ldots 400$;
2) valime vöö saleduse $a^3t/I_v = 1000 \ldots 2000$;
3) valime vöö survejäikuse $F_v/at = 1{,}0 \ldots 1{,}2$;
4) valime jäikusribi survejäikuse $F_r/at = 0{,}25 \ldots 0{,}5$;
5) valime paneeli külgede pikkuse suhte $a/b = 1 \ldots 0{,}8$.

Valides tala materjali (E, σ_T) ning kasutades toodud graafikuid, määrame piirnihkepinge väärtuse. Tala seina paksuse määrame nüüd lähtudes lõikest:

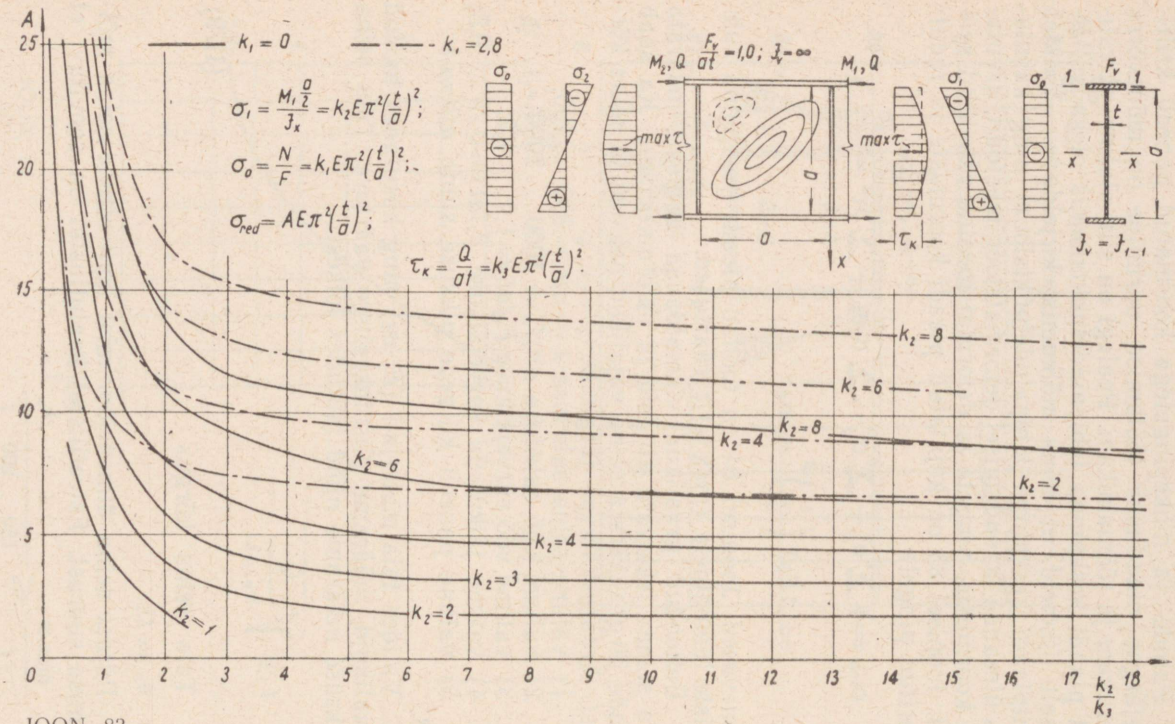
$$t \geqslant \sqrt{\frac{Q}{\tau_{piir}\lambda}} \tag{1.79}$$

Tala seina kõrgus

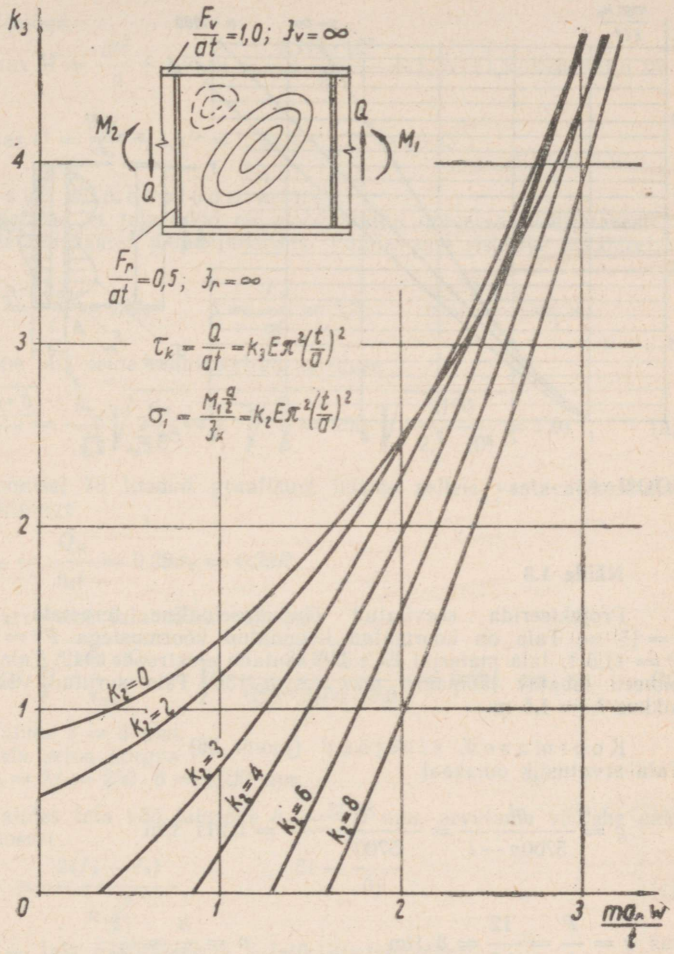
$$h_s = t\lambda$$

Pärast seina dimensioonimist kontrollime seina mõlkumise suurust. Esteetilistel kaalutlustel on soovitav, et

$$\frac{\max w}{t} \leqslant \frac{1}{150 \ldots 200} \frac{h_s}{t}$$

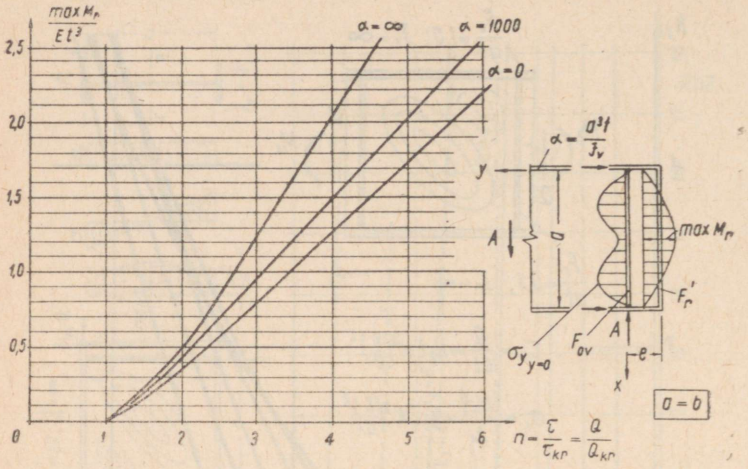

A
$k_1 = 0$
$k_1 = 2{,}8$
$\sigma_1 = \frac{M_1 \frac{a}{2}}{J_x} = k_2 E\pi^2\left(\frac{t}{a}\right)^2$;
$\sigma_o = \frac{N}{F} = k_1 E\pi^2\left(\frac{t}{a}\right)^2$;
$\sigma_{red} = AE\pi^2\left(\frac{t}{a}\right)^2$;
$\tau_K = \frac{Q}{at} = k_3 E\pi^2\left(\frac{t}{a}\right)^2$.
$\frac{F_v}{at} = 1{,}0$; $J_v = \infty$
M_2, Q
M_1, Q
σ_o
σ_2
σ_1
σ_o
max τ
max τ
D
a
x
τ_K
1
F_v
1
t
x
x
D
$J_v = J_{t-1}$
$k_2 = 8$
$k_2 = 6$
$k_2 = 8$
$k_2 = 4$
$k_2 = 6$
$k_2 = 2$
$k_2 = 4$
$k_2 = 3$
$k_2 = 2$
$k_2 = 1$
25
20
15
10
5
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
$\frac{k_2}{k_1}$

JOON. 83



JOON. 84

Erilist rõhku tuleb õhukeseseinalise tala projekteerimisel pöörata toeribile: soovitav, et see oleks paindejäik. Joonisel 85 on toodud toeribi arvutusskeem ja temale mõjuvad koormused. Nagu katsed näitavad, võib toeribi tala pinnas painduda, mis toob kaasa avariiolukorra.



JOON. 85

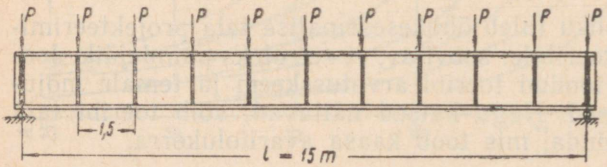
Näide 1.3

Projekteerida keevitatud õhukeseseinaline terastala sildega $l = 15$ m. Tala on koormatud koondatud koormustega $P_н = 9{,}58$ t; $P = 11{,}5$ t; tala materjal ВСт.3. Kasutada elektroode Э42. Tala seinapaneeli lubatav läbipaine $\max w \leqslant h_0/130$. Tala surutud vöö vaba pikkus $l_1 = 1{,}5$ m.

Koormused, sisejõud (joonis 86)
Tala arvutuslik omakaal

$$g = \frac{ql}{5700n - l} = \frac{8 \cdot 15}{\frac{5700}{10} - 15} = 0{,}211 \text{ t/m}$$

kus $q = \frac{P}{l_1} = \frac{12}{1{,}5} = 8$ t/m $\qquad n = \frac{h}{l} = \frac{1}{10}$



JOON. 86

Tala sisejõud

$$\max M = \frac{gl^2}{8} + 1{,}25Pl = \frac{0{,}211 \cdot 15^2}{8} + 1{,}25 \cdot 11{,}5 \cdot 15 = 221{,}5 \text{ tm}$$

$$\max Q = \frac{gl}{2} + 4{,}5P = 1{,}58 + 51{,}75 = 53{,}33 \text{ t}$$

Tala dimensioonimine

Oletame, et tala vööd on moodustatud universaal-lehtterasest ja on nimetamisväärse paindejäikuseta. Valides ette ristlõike parameetrid

$$\lambda = \frac{h_0}{t} = 250; \qquad \beta = \frac{F_v}{at} = 1{,}0; \qquad \alpha = \frac{a_0^3 t}{I_v} = \infty$$

arvutame tala seina redutseeritud saleduse

$$\lambda_{red} = \frac{h_0}{t}\sqrt{\frac{\sigma_T}{E}} = \lambda\sqrt{\frac{R}{E}} = 250\sqrt{\frac{2100}{2{,}1 \cdot 10^6}} = 7{,}91 \qquad \text{(a)}$$

Joonisel 73 toodud graafikust leiame sellele vastava keskmise piirnihkepinge

$$\tau_p = \frac{Q_p}{h_0 t} = 0{,}29\sigma_T = 0{,}29R$$

Edasi arvutame tala seina paksuse

$$t \geqslant \sqrt{\frac{\max Q}{\tau_{np}\lambda}} = \sqrt{\frac{53\,300}{0{,}29 \cdot 2100 \cdot 250}} = 0{,}591 \text{ cm} \qquad \text{(b)}$$

Valime $t = 6$ mm.

Tala seina kõrgus

$h_0 = \lambda t = 250 \cdot 6 = 1500$ mm

Valides tala vöö laiuseks $b_v = 400$ mm, arvutame vöölehe paksuse seosest

$$t_v \geqslant \frac{2(I_x - I_s)}{b_v h_v^2} \qquad \text{(c)}$$

kus I_x — tala ristlõikepinna vajalik inertsmoment;

$$I_x = \frac{\max M}{R} \cdot \frac{h_v}{2} = \frac{22\,150\,000}{2100} \cdot 76 = 801\,000 \text{ cm}^4$$

I_s — tala seina ristlõikepinna inertsmoment

$$I_s = \frac{th_0^3}{12} = \frac{0{,}6 \cdot 150^3}{12} = 168\,700 \text{ cm}^4$$

kus h_v — vööde raskuskeskmete vahekaugus.

Asetades avaldisse (c) I_x, I_s, b_v väärtused, saame:

$$t_v \geqslant \frac{2 \cdot 632\,300}{40 \cdot 152^2} = 1{,}36 \text{ cm}$$

Silmas pidades, et seina mõlkumise tagajärjel pinged survevöös mõnevõrra suurenevad, valime $t = 16$ mm.

Tala kontrollarvutus

Joonisel 87 on kujutatud tala ristlõige.

$$I_s = \frac{th_0^3}{12} = \frac{0{,}6 \cdot 150^3}{12} = 168\,700 \text{ cm}^4$$

$$2I_v = 2bt\left(\frac{h_v}{2}\right)^2 = 80 \cdot 1{,}6 \cdot 75{,}8^2 = 735\,300 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 904\,060 \text{ cm}^4$$

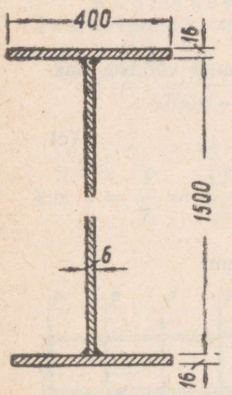
$$F = F_s + 2F_v = 90 + 2 \cdot 64 = 218 \text{ cm}^2$$

$$\beta = \frac{F_v}{h_0 t} = \frac{64}{90} = 0{,}71$$

Tala seina jäigastamiseks on asetatud põikribid koondatud koormuste kohale.

Ribi külje laius

$$b_r = \frac{h}{30} + 40 \approx 100 \text{ mm}$$



JOON. 87

ribi paksus

$$\delta_r = \frac{1}{15} b_r \approx 8 \text{ mm}$$

$$\beta_r = \frac{F_r}{h_0 t} = \frac{16}{90} = 0{,}177$$

Tala toeribi külje laius $b = 150$ mm,
ribi paksus $\delta \doteq 16$ mm.

$$\beta_{tr} = \frac{F_r}{h_0 t} = \frac{48}{90} = 0{,}533$$

I paneel

$$\max Q = 53{,}33 \text{ t}; \quad \sigma_v = 0$$

$$\tau_k = \frac{Q}{h_0 t} = \frac{53\,330}{150 \cdot 0{,}6} = 592 \text{ kG/cm}^2$$

$$\tau_{kr} = \frac{8{,}51E}{\lambda^2} = \frac{8{,}51 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6}{250^2} = 286 \text{ kG/cm}^2$$

$$n = \frac{\tau_k}{\tau_{kr}} = \frac{592}{286} = 2{,}069$$

Joonisel 73 toodud graafikult saame ($\lambda_{red} = 7{,}91$; $\alpha = \infty$):

$$\tau_k = 592 \text{ kG/cm}^2 < \tau_p R = 0{,}29 \cdot 2100 = 610 \text{ kG/cm}^2$$

Maksimaalne mõlge (joonis 72)

$$\max w = 1{,}95\, t = 11{,}7 \text{ mm} \approx \frac{1}{130} h_0 = 11{,}5 \text{ mm}$$

II paneel

$$M_v = 1{,}5A = 80 \text{ tm}$$
$$Q = 41{,}83 \text{ t}$$

$$\sigma_v = \frac{M_v \frac{h_0}{2}}{I_x} = \frac{8\,000\,000 \cdot 75}{904\,060} = 663{,}7 \text{ kG/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{Q}{h_0 t} = \frac{41\,830}{150 \cdot 0{,}6} = 459 \text{ kG/cm}^2$$

$$k_2 = \frac{\sigma_v \lambda^2}{E\pi^2} = \frac{663{,}7 \cdot 62\,500}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 9{,}86} = 2{,}00$$

$$k_3 = \frac{\tau_k \lambda^2}{E\pi^2} = \frac{459 \cdot 62\,500}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 9{,}86} = 1{,}38$$

Joonisel 83 toodud graafikult saame:

$$\sigma_{red} = \frac{AE\pi^2}{\lambda^2} = \frac{6{,}4 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 9{,}86}{62\,500} = 2100 \text{ kG/cm}^2 \approx R$$

Paneeli mõlge (joonis 84; kuna tala vöö on vähese paindejäikusega, siis tuleb joonistel 83 ja 84 toodud A ja $\max w$ väärtusi suurendada ca 25% võrra)

$$\max w = 1{,}56\, t = 0{,}935 \text{ cm} < \frac{h_0}{130} = 1{,}15 \text{ cm}$$

III paneel

$$M_v = 3{,}0A - 1{,}5P = 3 \cdot 53{,}33 - 1{,}5 \cdot 11{,}5 = 142{,}6 \text{ tm}$$
$$Q = A - 2P = 53{,}33 - 23 = 30{,}33 \text{ t}$$

$$\sigma_v = \frac{M_v \frac{h_0}{2}}{J_x} = \frac{14\,260\,000 \cdot 75}{904\,060} = 1183 \text{ kG/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{Q}{h_0 t} = \frac{30\,330}{150 \cdot 0{,}6} = 337 \text{ kG/cm}^2$$

$$k_2 = \frac{\sigma_v \lambda^2}{E\pi^2} = \frac{1183 \cdot 62\,500}{2{,}1 \cdot 10 \cdot 9{,}86} = 3{,}57$$

$$k = \frac{\tau_k \lambda^2}{E\pi^2} = \frac{337 \cdot 62\,500}{2{,}1 \cdot 10 \cdot 9{,}86} = 1{,}017$$

Joonisel 83 toodud graafikult leiame:

$$\sigma_{red} = \frac{AE\pi^2}{\lambda^2} = \frac{6{,}4E\pi^2}{\lambda^2} = 2100 \text{ kG/cm}^2 = R$$

Paneeli mõlge (joonis 84)

$\max w = 1{,}64\, t = 0{,}984 \text{ cm} < [f]$

IV paneel

$M_v = A \cdot 6 - 3 \cdot 38 = 53{,}33 \cdot 6 - 9 \cdot 11{,}5 = 215{,}5$ tm

$Q = A - 4P = 53{,}33 - 46 = 7{,}35$ t

$$\sigma_v = \frac{M_v \frac{h_0}{2}}{I_x} = \frac{21\,550\,000 \cdot 75}{904\,060} = 1787 \text{ kG/cm}^2$$

$$\tau_k = \frac{Q}{h_0 t} = \frac{7330}{150 \cdot 0{,}6} = 81{,}4 \text{ kG/cm}^2$$

$$k_2 = \frac{\sigma_v \lambda^2}{E\pi^2} = \frac{1787 \cdot 62\,500}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 9{,}86} = 5{,}39$$

$$k_3 = \frac{\tau_k \lambda^2}{E\pi^2} = \frac{81{,}4 \cdot 62\,500}{2{,}1 \cdot 10 \cdot 9{,}86} = 0{,}245$$

Joonisel 83 toodud graafikult leiame:

$$\sigma_{red} = \frac{6{,}05E\pi^2}{\lambda^2} = 2003 \text{ kG/cm}^2 < R$$

Paneeli mõlge (joonis 84)

$\max w = 1{,}52\, t = 1{,}52 \cdot 0{,}6 = 0{,}912 \text{ cm} < 1{,}15 \text{ cm}$

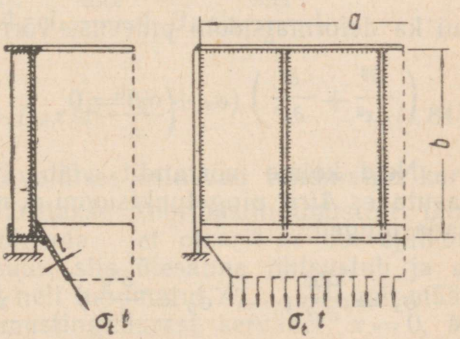
1.6 SEINTALAD

Seintalaks (kõrgeks õhukeseseinaliseks talaks) nimetatakse tala, mille seina pikkus ja kõrgus on ühes suurusjärgus. Selliseid talasid esineb punkrite, silode, metallsildade jne. juures, kus koormus rakendatakse otseselt tala ülemisele või alumisele vööle ning tala seina jäigastamiseks kasutatakse ribisid. Tala sein projekteeritakse tavaliselt sedavõrd õhukesena, et selle kohalik stabiilsus ekspluatatsioonis ei ole tagatud. Joonisel 88 on toodud kõrge tala skeem ja temale mõjuvad koormused.

Vaatleme ainult juhtu, kus kõrge tala on koormatud oma tasandis. Kõrgete metalltalade arvutamisel esineb rida iseärasusi, võrreldes tavaliste metalltaladega.

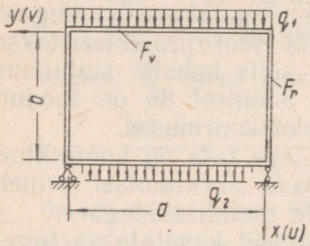
Tavaliste metalltalade arvutamisel kasutatakse tugevusõpetusest tuntud seoseid, mis põhinevad *Bernoulli* hüpoteesil: paindel tala ristlõiked küll pöörduvad, kuid jäävad tasapinnalisteks. Sellest hüpoteesist järeldub paindepingete lineaarne jaotus tala seinas.

Katsed ja arvutused näitavad, et kui tala külgede suhe $a/b < 2$ (vt. joonis 88), siis *Bernoulli* hüpotees enam ei kehti ja järelikult tugevusõpetuse seoseid ei saa kasutada. Paindepingete jaotus ristlõikes ei ole enam lineaarne; sümmeetrilise tala nulljoon ei jää keskele. Kui oletada, et talasein on õhuke, s. t. et tema paksus on võrreldes teiste mõõtmetega väike, on talaseina arvutamine elastsusõpetuse tasapinnalise pingeolukorra ülesanne.



JOON. 88

Tavaliselt võib seda tüüpi ülesandeid lahendada kahel viisil: 1) kasutades pingefunktsiooni või 2) ette valides sobivad tala keskpinna punktide paigutusfunktsioonid. Esimest lahendusviisi nimetatakse harilikult lahenduseks pingetes ja teist lahenduseks paigutistes.



JOON. 89

Vaatame lühidalt mõlema lahendusviisi sobivust seintala arvutamiseks. Olgu nõutud leida pinged seintalas, mis on koormatud ühtlaselt jaotatud koormusega q ülemisel (või alumisel) vööl (joonis 89). Lahendades pingetes tasapinnalise pingeolukorra ülesande, tuleb leida selline funktsioon, et selle kaudu avaldatud pinged rahuldaksid nii staatilise tasakaalu tingimusi

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau}{\partial x} &= 0 \end{aligned}\right\} \tag{1.81}$$

kui ka deformatsiooni pidevuse võrrandit

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2}\right)(\sigma_x + \sigma_y) = 0 \tag{1.82}$$

Neid kolme võrrandit võib üheaegselt rahuldada, kasutades *Airy*' pingefunktsiooni φ, mille kaudu võib avaldada pinged:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}; \qquad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}; \qquad \tau = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x\, \partial y}$$

Kasutades sellist funktsiooni, on esimesed kaks võrrandit alati rahuldatud kui samasused ja deformatsiooni pidevuse võrrand muutub biharmooniliseks võrrandiks

$$\frac{\partial^4\varphi}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4\varphi}{\partial x^2\,\partial y^2}+\frac{\partial^4\varphi}{\partial y^4}=0 \qquad (1.83)$$

Ülesande lahendamiseks tuleb leida selline pingefunktsioon φ, mis rahuldaks nii deformatsiooni pidevuse võrrandit (1.83) kui ka ääretingimusi. Antud tala puhul (joonis 90, *a*) esinevad järgmised koormustingimused plaadi servadel:

1) $x=0, b;\quad \varepsilon_y^{plaat}=\varepsilon_y^{võõ}$
2) $y=0, a;\quad \varepsilon_x^{plaat}=\varepsilon_x^{võõ}$
3) $x=0;\quad \sigma_x=-\frac{q}{t}$
4) $x=b;\quad \sigma_x=0$
5) $y=0, a;\quad \sigma_y=0$

Väga sobiv on valida pingefunktsiooniks φ lõpmatu rida, mille liikmed on trigonomeetriliste ja hüperboolsete funktsioonide korrutised

$$\varphi=\sum_{n=1}^{\infty}\sin\frac{n\pi x}{b}\left(A_n\operatorname{ch}\frac{n\pi y}{b}+B_n\operatorname{sh}\frac{n\pi y}{b}+\right.$$
$$\left.+C_n y\operatorname{ch}\frac{n\pi y}{b}+D_n y\operatorname{sh}\frac{n\pi y}{b}\right)+$$
$$+\sum_{n=1}^{\infty}\sin\frac{n\pi y}{a}\left(\bar{A}_n\operatorname{ch}\frac{n\pi x}{a}+\bar{B}_n\operatorname{sh}\frac{n\pi x}{a}+\right.$$
$$\left.+\bar{C}_n x\operatorname{ch}\frac{n\pi x}{a}+\bar{D}_n x\operatorname{sh}\frac{n\pi x}{a}\right) \qquad (1.84)$$

Pingefunktsiooni avaldises esinevad tundmatud kordajad $A_n,\ldots,\bar{D}_n$ määratakse koormustingimustest tala seina servadel. Kui oletada, et otsaribide survejäikus F_{ribi}/at on lõpmata suur, siis ülesanne lihtsustub ja φ avaldisse jäävad ainult neli tundmatut $A_n,\ldots,D_n$, mis määratakse neljast koormustingimusest servadel $x=0,\ b$.

Ülejäänud neli koormustingimust seina servadel $y = 0$, a on rahuldatud kui samasused.

Loomulikult võib pingefunktsiooniks valida mõned teised funktsioonid. Soovi korral võib avaldisele (1.84) lisada polünoome.

Vaatleme nüüd seintala arvutamist paigutistes.

Avaldades pinged paigutiste kaudu

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial u}{\partial x} + \mu\frac{\partial v}{\partial y}\right)$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial v}{\partial y} + \mu\frac{\partial u}{\partial x}\right)$$

$$\tau = \frac{E(1-\mu)}{2(1-\mu^2)}\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right)$$

ning asetades σ_x, σ_y ja τ tasakaaluvõrrandeisse (1.81), saame kaks osatuletistega diferentsiaalvõrrandit tala seina keskpinna punktide paigutiste u ja v määramiseks:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1+\mu}{2}\frac{\partial^2 v}{\partial x\,\partial y} = 0 \qquad (1.85)$$

$$\frac{\partial^2 x}{\partial y^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{1+\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial x\,\partial y} = 0 \qquad (1.86)$$

Ülesande lahendamiseks tuleb seega leida paigutisfunktsioonid u ja v, mis rahuldavad võrrandeid (1.85) ning (1.86) ja võimaldavad arvesse võtta tala seina servadel esinevaid ääretingimusi.

Joonisel 90 toodud tala skeemi ja koormuse juures osutub väga sobivaks valida tala keskpinna punktide paigutised u ja v lõpmatute ridade kujul:

$$u = \sum_{p=1}^{\infty} \cos\frac{p\pi x}{b}\left[A_p \operatorname{ch}\frac{p\pi y}{b} + B_p \operatorname{sh}\frac{p\pi y}{b} + \right.$$

$$+ C_p\left(y \operatorname{ch}\frac{p\pi y}{b} + \frac{b}{p\pi}\operatorname{sh}\frac{p\pi y}{b}\right) +$$

$$\left. + D_p\left(y \operatorname{sh}\frac{p\pi y}{b} + \frac{b}{p\pi}\operatorname{ch}\frac{p\pi y}{a}\right)\right] +$$

$$+\sum_{p=1}^{\infty}\sin\frac{p\pi y}{a}\left[E_p\,\mathrm{sh}\frac{p\pi x}{a}+F_p\,\mathrm{ch}\frac{p\pi x}{a}+\right.$$

$$+G_p\left(x\,\mathrm{sh}\frac{p\pi x}{a}-2\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{a}{p\pi}\,\mathrm{ch}\frac{p\pi x}{a}\right)+$$

$$\left.+H_p\left(x\,\mathrm{ch}\frac{p\pi x}{a}-2\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{a}{p\pi}\,\mathrm{sh}\frac{p\pi x}{a}\right)\right] \qquad (1.87)$$

$$v=\sum_{p=1}^{\infty}\sin\frac{p\pi x}{b}\left[A_p\,\mathrm{sh}\frac{p\pi y}{b}+B_p\,\mathrm{ch}\frac{p\pi y}{b}+\right.$$

$$+C_p\left(y\,\mathrm{sh}\frac{p\pi y}{b}-2\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{b}{p\pi}\,\mathrm{ch}\frac{p\pi y}{b}\right)+$$

$$\left.+D_p\left(y\,\mathrm{ch}\frac{p\pi y}{b}-2\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{b}{p\pi}\,\mathrm{sh}\frac{p\pi y}{b}\right)\right]+$$

$$+\sum_{p=1}^{\infty}\cos\frac{p\pi y}{a}\left[E\,\mathrm{ch}\frac{p\pi x}{a}+F_p\,\mathrm{sh}\frac{p\pi x}{a}+\right.$$

$$+G_p\left(x\,\mathrm{ch}\frac{p\pi x}{a}+\frac{a}{p\pi}\,\mathrm{sh}\frac{p\pi x}{a}\right)+$$

$$\left.+H_p\left(x\,\mathrm{sh}\frac{p\pi x}{a}+\frac{a}{p\pi}\,\mathrm{ch}\frac{p\pi x}{a}\right)\right] \qquad (1.88)$$

kus tundmatud kordajad A_p, ... määratakse tala seina ja vööde vahelisest kontaktist:

1) $x=0,a$; $\quad\varepsilon_y^{ribi}=\varepsilon_y^{plaat}$; $\quad\sigma_x$ on ette antud

2) $y=0,b$; $\quad\varepsilon_x^{ribi}=\varepsilon_x^{plaat}$; $\quad\sigma_y$ on ette antud

Nii saame iga p väärtuse juures 8 tundmatuga võrrandisüsteemi, mille lahendamine elektronarvutil ei valmista nimetamisväärset raskust.

Juhul kui lugeda tala otsaribi survejäikus lõpmata suureks, paindejäikus aga nulliks, s. o.

$$y=0,b; \quad \varepsilon_x^{ribi}=0; \quad \sigma_y=0$$

võime tala seina keskpinna punktide paigutised arvutada seostest

$$u = \sum_{p=1}^{\infty} \cos \frac{p\pi x}{b} \left[A_p \operatorname{ch} \frac{p\pi y}{b} + \dots \right] \tag{1.87a}$$

$$v = \sum_{p=1}^{\infty} \sin \frac{p\pi x}{b} \left[A_p \operatorname{sh} \frac{p\pi y}{b} + \dots \right] \tag{1.87b}$$

kus tundmatuks on ainult neli kordajat.

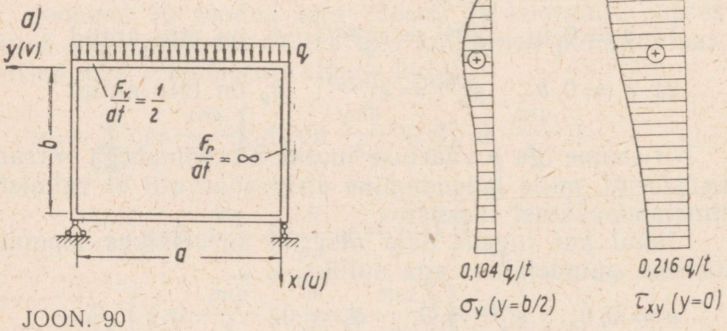
Ülesande lahendamisel tuleb arendada talale mõjuv koormus q *Fourier'* ritta, s. o.

$$q = \sum_{m=1}^{\infty} q_m \sin \frac{m\pi y}{b} \tag{1.88}$$

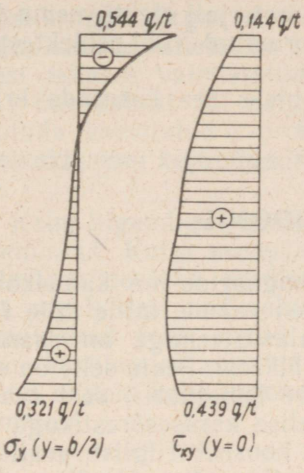
kus

$$q_m = \frac{2}{b} \int_0^b q \sin \frac{m\pi y}{b} \, dy \tag{1.89}$$

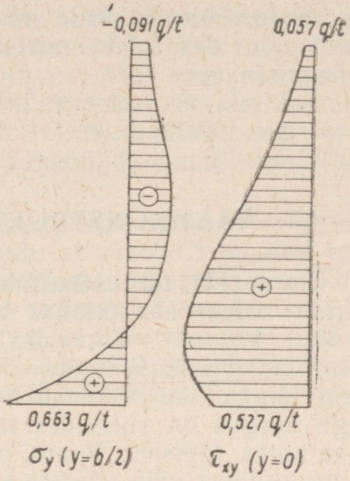
Esitatud arvutusmooduste illustreerimiseks on toodud joonisel 90 mõningad iseloomulikud pingete epüürid, kui otsaribide survejäikus $F_{ribi}/at = \infty$ ja $F_{vöö}/at = 0{,}5$; $a/b = 1$.



JOON. 90



JOON. 91



JOON. 92

Juhule, kui arvestada ka otsaribide survejäikust ja oletada, et $F_{ribi}/at = F_{vöö}/at = 0{,}5$; $a/b = 1$, on normaalpinge σ_y ja nihkepinge τ_{xy} epüürid toodud joonisel 91.

Mõlema esitatud näite korral oli koormus q rakendatud tala ülemisele vööle. Kuid paljudes ehituskonstruktsioonides esineb olukordi, kus koormus on rakendatud tala alumisele vööle (näiteks punkriseinad). Joonisel 92 on esitatud σ_y ja τ_{xy} epüürid, kui $F_{ribi}/at = F_{vöö}/at = 0{,}5$; $a/b = 1$ ja koormus q on rakendatud tala alumisele vööle.

Analüüsides saadud pingeepüüre selgub, et nulljoon on nihkunud tala seina keskkohast koormuse rakenduskoha poole. Samuti on kuhjunud maksimaalsed nihkepinged koormuse rakenduskoha lähedusse. Maksimaalne nihkepinge võib seejuures kahekordselt ületada tugevusõpetuse järgi arvutatud nihkepinge suuruse. Maksimaalne normaalpinge σ_y võib aga ületada tugevusõpetuse järgi arvutatu kuni 7 korda. Otsaribide survejäikus F_{ribi}/at mõjutab seejuures märgatavalt nii pingeepüüride kuju kui ka nende ordinaatide suurusi. Erilist tähelepanu tuleb osutada nihkepingetele toeristlõikes, kui väliskoormus on rakendatud

alumisele vööle. Seintala seina materjali efektiivsema töötamise huvides tuleks mittekoormatud vöö projekteerida konstruktiivsena.

Seintala projekteerimisel tuleks ära kasutada kriitilisejärgne tööstaadium (vt. 1.5).

1.7. RAAMKONSTRUKTSIOONID

Garaažide, näitusehallide, angaaride jne. kandekonstruktsioonideks kasutatakse sageli raame, mille sille $L = 40 \ldots 120$ m. Võrreldes talasüsteemiga on raamide puhul materjalikulu tunduvalt väiksem. Peale selle on süsteem jäigem; ka võidame hoone kubatuuris, sest raamiriigli kõrgus on võrreldes tavalise katusesõrestikuga üle kahe korra väiksem. Raam, mis koosneb riiglist, postidest ja tugiosadest, võib olla kas kahe liigendiga, ühe liigendiga või liigenditeta.

Konstruktsioonilt on raam kas täisseinaline ($L \leqslant 60$ m) või sõrestik.

Täisseinalise raami riigli kõrgus

$$h_r = \frac{L}{30 \ldots 40}$$

sõrestikriigli kõrgus

$$h_r = \frac{L}{18 \ldots 25}$$

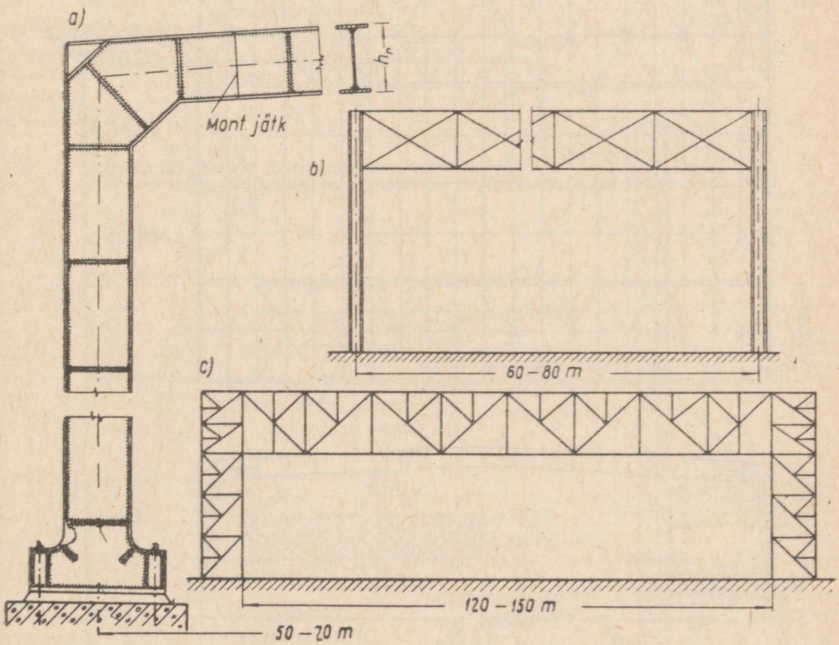
Raami tüübi valikul tuleb arvestada materjalikulu, valmistamist, transporti ja montaaži. Võrreldes sõrestikraamiga on täisseinaline raam valmistamise, transpordi ja montaaži seisukohalt eriti kohane.

Liigenditeta raame kasutatakse eriti suurte avade sildamiseks ($L = 80 \ldots 120$ m). Need on ökonoomsed materjalikulu seisukohalt, kuid nõuavad võimsaid vundamente toemomentide vastuvõtmiseks. Peale selle on nad tundlikud tugede järeleandmisele ja temperatuuri kõikumisele.

Joonisel 93 on toodud näiteid täisseinalistest ja sõrestiktüüpi liigenditeta raamidest. Tüüpi *b* kasutatakse peamiselt angaaride puhul. Raami posti kõrgus (põrandast kuni riigli alumise vööni) on võrreldes riigli sildega väike.

Sõrestikriigli kõrgus $h_r = L/12 \ldots 18$. Kuna raamiriigli kõrgus suurtel silletel on suur, moodustatakse raam üksikutest tehases valmistatud liitvarrastest, mis moodustatakse kas kahest või neljast nurkrauast. Ka on kohane kasutada keevitatud I-profiili. Erilist tähelepanu tuleb konstruktsiooni kujundamisel pühendada ruumilisele jäikusele.

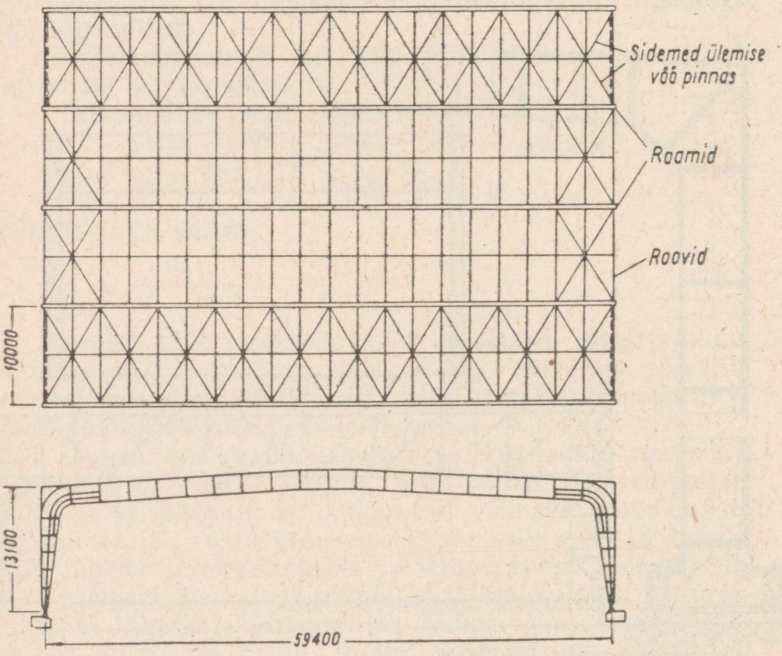
Kahe liigendiga raame kasutatakse 40 ... 80 m avade sildamiseks. Kuigi materjalikulu seisukohalt on nad eelmistest mõnevõrra ebaökonoomsemad, kasutatakse neid üsna sageli, sest nad vajavad väiksemaid vundamente ja võimaldavad teha postid alt kitsamad, mis on oluline ruumi kasutamise seisukohalt. Joonistel 94, 95 ja 96 on toodud näiteid kahe liigendiga täisseinalistest ja sõrestikraamidest.



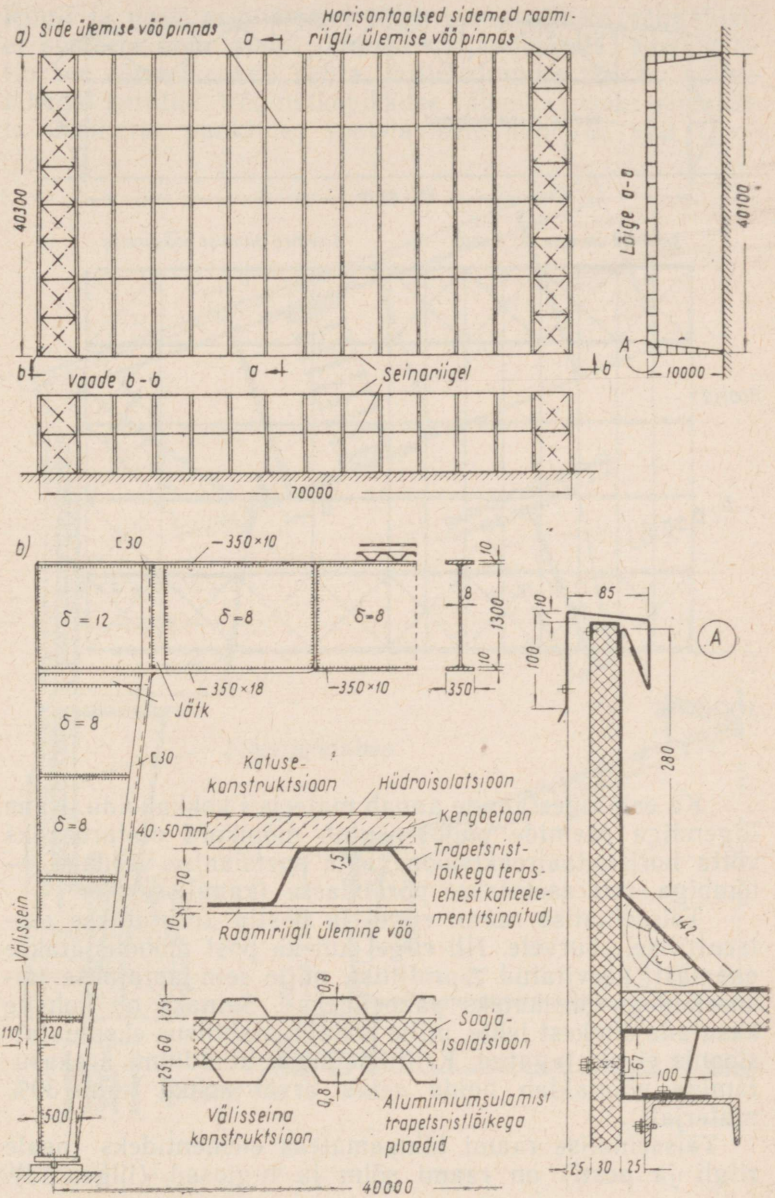
JOON. 93

Kolme liigendiga raami kui staatikaga määratud süsteemi on kohane kasutada seal, kus aluspinnas on nõrk ja on oodata tugede järeleandmist. Samuti tuleks teda kasutada ruumides, kus temperatuur võib muutuda. Kolme liigendiga raami peamiseks puuduseks on suur materjalikulu ja suhteliselt keerukad liigendid. Joonisel 97 on kujutatud täisseinaline kolme liigendiga raam, mille keskele on asetatud pikilatern.

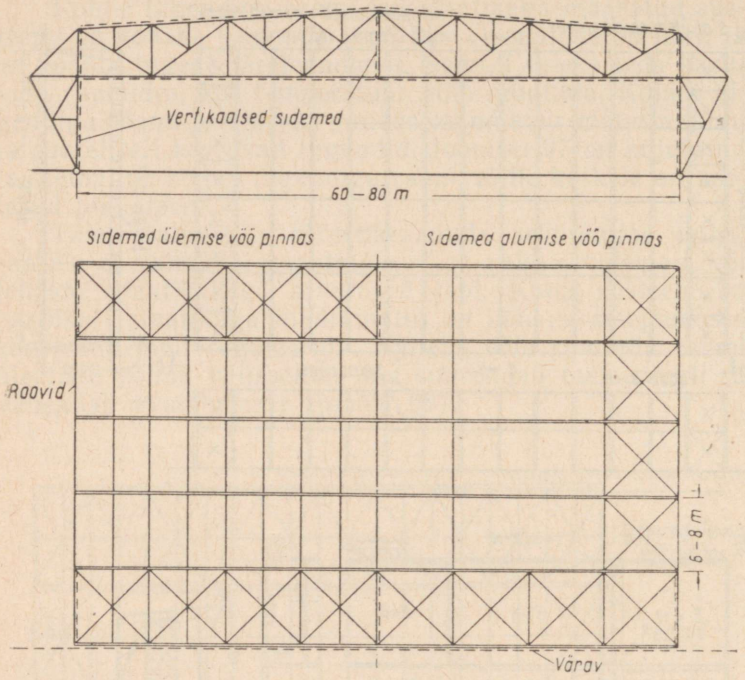
Täisseinaliste ja sõrestikraamide arvutamine erilisi raskusi ei valmista: kasutatakse kas valmis valemeid või tehakse staatikalised arvutused läbi. Kuna süsteem on harilikult staatikaga määramatu, on kohane sisejõudusid konstruktiivselt reguleerida. Näiteks võib riputada raami ülemisse sõlme välisseina, mis suurendab toemomenti ja vähendab avamomenti (joonis 98).



JOON. 94


a) Side ülemise vöö pinnas
Horisontaalsed sidemed raamiriigli ülemise vöö pinnas
40300
Lõige a-a
40100
A
10000
Vaade b-b
Seinariigel
70000
b)
[30
-350×10
δ = 12
δ=8
δ=8
-350×18
-350×10
Jätk
δ = 8
[30
δ=8
1300
350
85
100
280
142
67
100
25 30 25
Katuse-konstruktsioon
Hüdroisolatsioon
Kergbetoon
40:50mm
Trapetsristlõikega teraslehest katteelement (tsingitud)
Raamiriigli ülemine vöö
Välissein
110
120
500
Sooja-isolatsioon
Välisseina konstruktsioon
Alumiiniumsulamist trapetsristlõikega plaadid
40000

JOON. 95



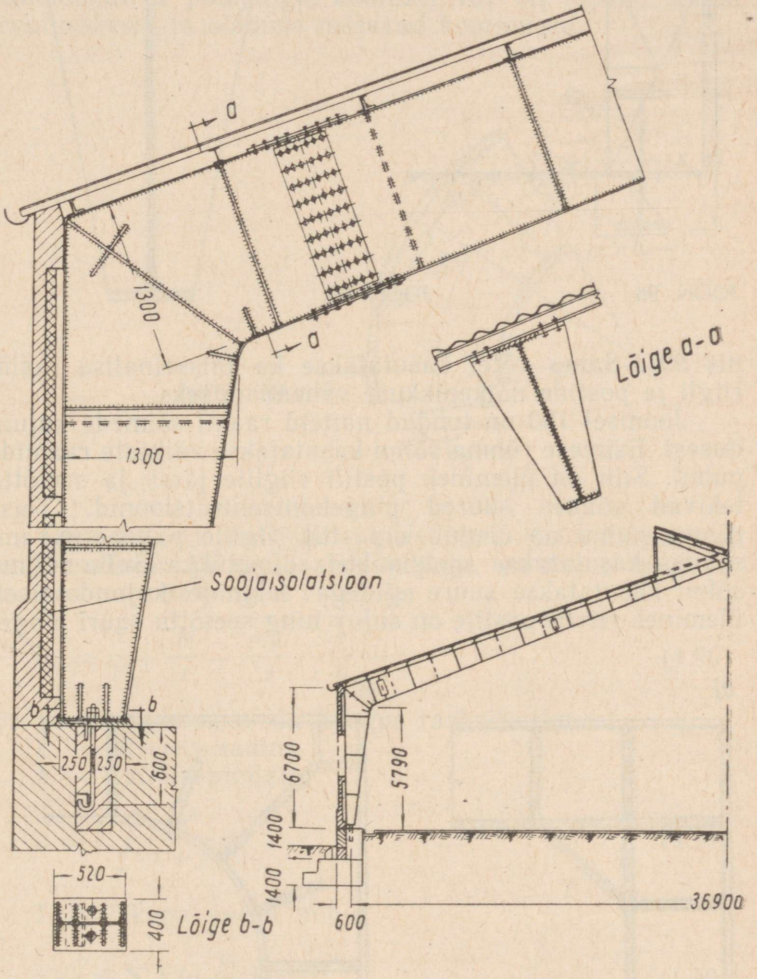
JOON. 96

Ka eelpingestamine annab materjali kokkuhoidu. Kahe liigendiga raamide puhul osutub mõnikord otstarbekaks võtta horisontaalreaktsioon vastu spetsiaalse vardaga — tõmbiga, mis asetatakse põrandasse (kanalisse).

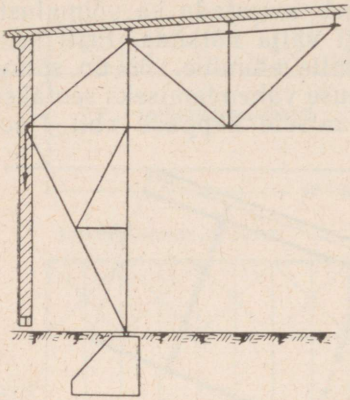
Täisseinalise raami riigel ja postid arvutatakse ekstsentrilisele survele. Nii riigel kui ka post moodustatakse enamasti keevitatud I-profiilist, mille sein jaotatakse jäikusribidega üksikuteks paneelideks. Seinaks on kohane kasutada õhukest lehte, mille kohalik stabiilsus ekspluatatsioonis ei ole tagatud. Kriitilisejärgse staadiumi ärakasutamine võimaldab hoida seina arvel kokku kuni 30% materjali.

Täisseinalise raami tähtsamateks elementideks (peale riigli ja posti) on raami sõlm ja tugiosad (liigendid).

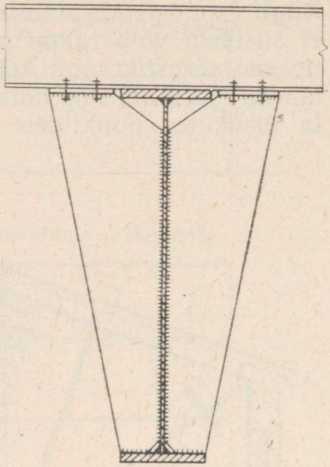
Riigli ja posti arvutamisel tuleb arvestada ka võimalust, et süsteem võib raami pinnast välja nõtkuda. Eriti kehtib see sõrestikraami kohta, mille alumine vöö on sõlme lähedal surutud. Vöö nõtkepikkuse vähendamiseks seotakse ta üksikutes punktides spetsiaalsete käppade abil (joo-



JOON. 97



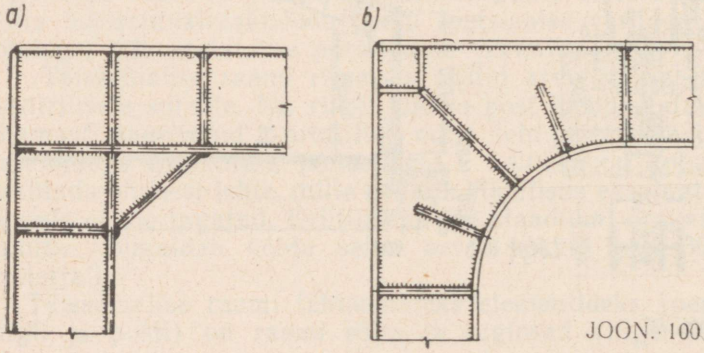
JOON. 98



JOON. 99

nis 99). Sama võtet kasutatakse ka täisseinalise raami riigli ja postide nõtkepikkuse vähendamiseks.

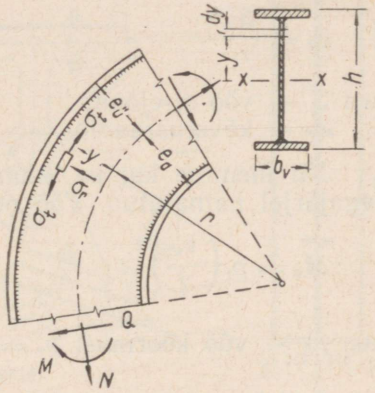
Joonisel 100 on toodud näiteid raami sõlmede kujundusest. Esimese rühma sõlmi kasutatakse väikeste raamide puhul. Siin on üleminek postilt riiglile järsk ja seetõttu tekivad sõlmes suured pingekontsentratsioonid. Teise rühma puhul on üleminek postilt riiglile palju sujuvam; sõlmes kasutatakse spetsiaalset sõlmetükki. Selle rühma sõlmi kasutatakse suure sildega raamide kujundamisel: üleminek riivilt postile on sujuv ning seetõttu suuri pinge-



JOON. 100

kontsentratsioone ei teki. Niisugused sõlmed on esimese rühma sõlmedest ligi 2,5 korda tugevamad.

Raami sõlme töötamine on suhteliselt komplitseeritud ja pingete määramine keerukas. Raami sõlme arvutatakse kui kõverat varrast, mis on koormatud normaaljõu, paindemomendi ja põikjõuga. Joonisel 101 on toodud sõlme arvutusskeem ja sõlmele mõjuvad koormused.



JOON. 101

Oletades, et ristlõige jääb sõlme deformeerumisel tasapinnaliseks ja risti varda teljega, arvutame tangentsiaalsed normaalpinged valemiga

$$\sigma_t = \frac{N}{F} + \frac{M}{rF} + \frac{My}{z} \cdot \frac{r}{r+y} \tag{1.90}$$

kus y — vaadeldava kiu kaugus raskuskeskmest,
r — kõverusraadius,
F — ristlõikepindala,

$$z = r \int_F \frac{y^2}{r+y} \, dF \tag{1.91}$$

I-ristlõikega varda puhul

$$z = r^3 \sum b \ln \frac{c_1}{c_2} Fr^2 \tag{1.92}$$

kus c_1 ja c_2 on vaadeldava elemendi pindade kaugused kõverustsentrist. Joonisel 102 on kujutatud σ_t jaotus sõlmes, kui $N = 0$.

Juhul kui raami sõlm ei ole täpselt vardakujuline, taandatakse see kõveraks vardaks joonisel 103 toodud võtte abil.

Peale σ_t tekivad sõlmes veel radiaalpinged σ_r, mis arvutatakse seosest

$$\sigma_r = \frac{S}{r}$$

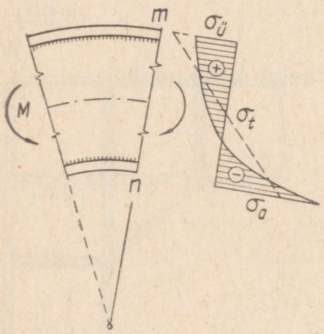
kus S — vöö sisejõud,
r — kõverusraadius.

Nii ülemine kui ka alumine vöö on radiaalpingete tagajärjel painutatud. Vöö paindemoment

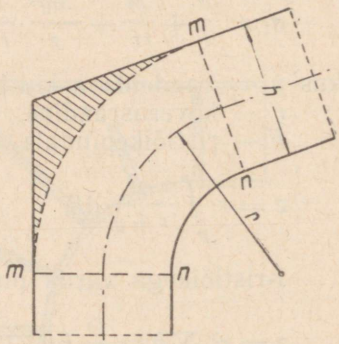
$$M_v = p_r\left(\frac{b_v}{2}\right)^2 \qquad (1.93)$$

kus p_r — vöö koormus; $p_r = \frac{\sigma_r \delta}{b_v}$

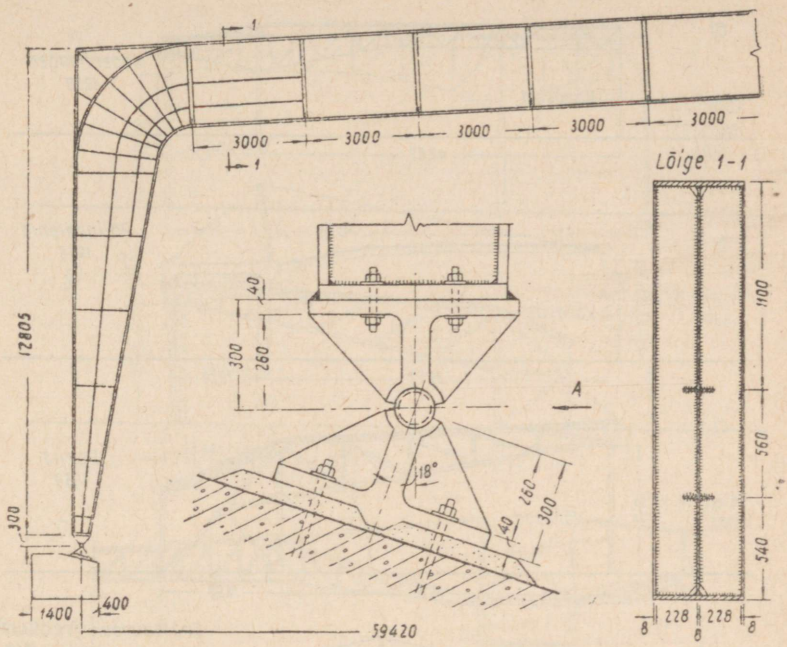
Selleks et pinged vöödes ei oleks liialt suured ja et sein ei kaotaks oma kohalikku stabiilsust, asetatakse seinale lühikesed ribid. Üldiselt tuleks sõlm üle dimensioo-



JOON. 102

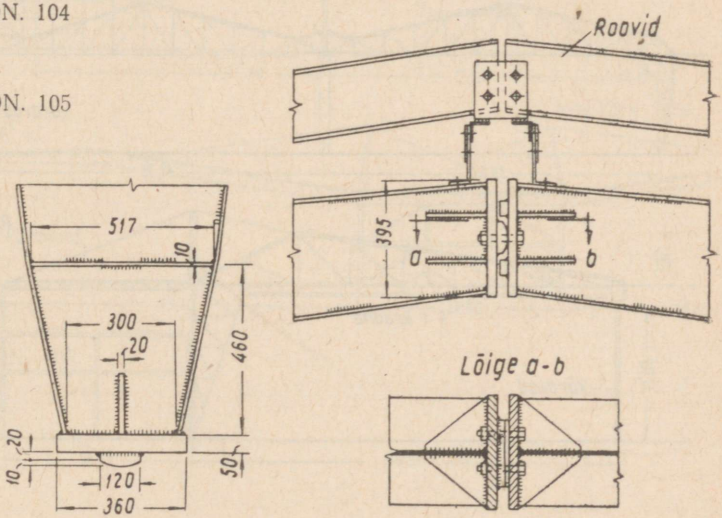


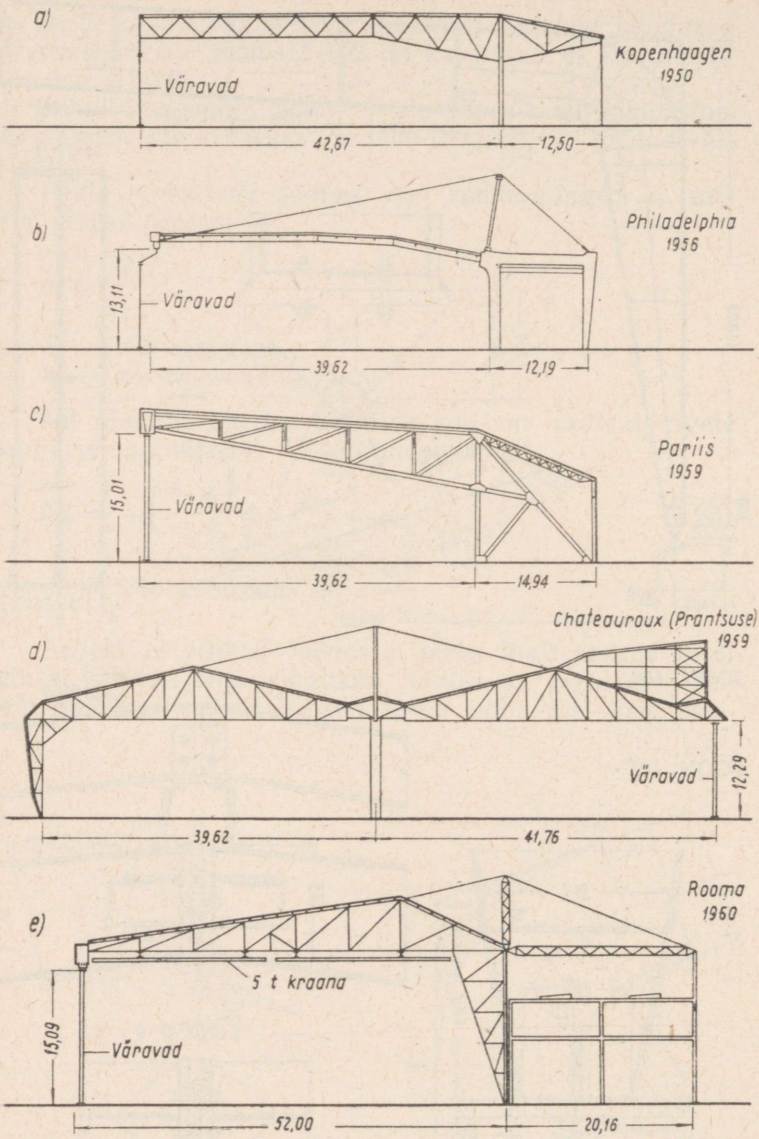
JOON. 103

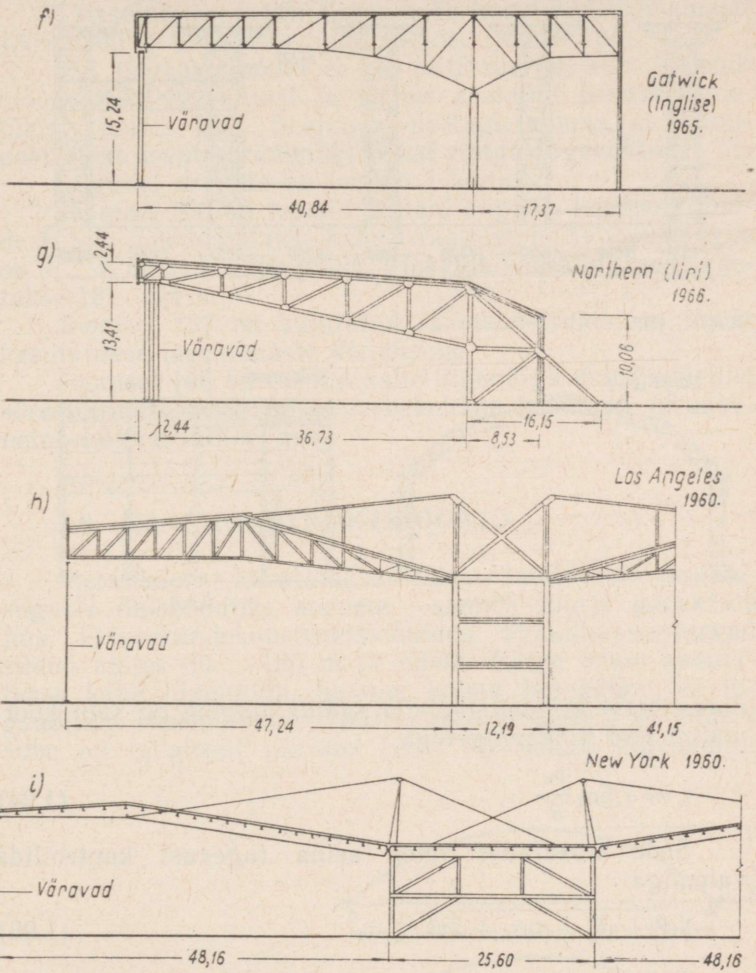


JOON. 104

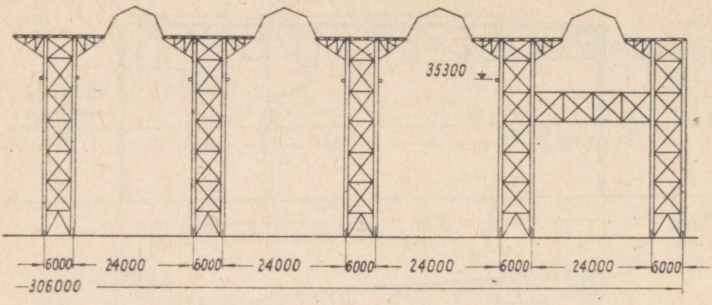
JOON. 105



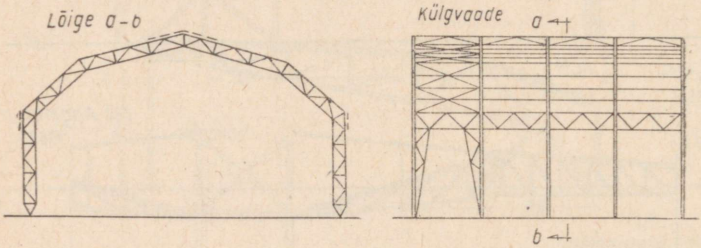

a)
Väravad
Kopenhaagen
1950
42,67
12,50
b)
Philadelphia
1956
13,11
Väravad
39,62
12,19
c)
Pariis
1959
15,01
Väravad
39,62
14,94
Chateauroux (Prantsuse)
1959
d)
Väravad
12,29
39,62
41,76
Rooma
1960
e)
5 t kraana
15,09
Väravad
52,00
20,16


f)
15,24
Väravad
Gatwick
(Inglise)
1965.
40,84
17,37
g)
2,44
13,41
Väravad
Northern (Iiri)
1966.
10,06
2,44
36,73
16,15
8,53
h)
Väravad
Los Angeles
1960.
47,24
12,19
41,15
i)
Väravad
New York 1960.
48,16
25,60
48,16

JOON. 106



JOON. 107



JOON. 108

nida. Peale tangentsiaal- ja radiaalpingete on sein koormatud veel nihkepingetega

$$\tau = 1{,}5\sigma_t \frac{b_v}{R} \tag{1.94}$$

Seda arvestades tuleb seina tugevust kontrollida valemiga

$$\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_r^2 - \sigma_r\sigma_t + 3\tau^2} \leqslant \sigma_T \tag{1.95}$$

Täisseinalise raami montaažijätkud asetatakse võrdlemisi sõlme lähedale. Joonisel 97 on toodud montaažijätku skeem, kus on kasutatud normaaltäpsusega (nn. musti) polte. Montaažijätkude paigutamisel on soovitav, et post koos sõlmega moodustaks ühe montaažiühiku. Kui raami sille ei ole liialt suur, monteeritakse raam ehitusplatsil kokku ja tõstetakse tervikuna kohale.

Täisseinalise raami liigendeiks kasutatakse enamasti ($N \leqslant 200$ t) balanssiiritüüpi tugiosi (joonis 104).

Kui toereaktsioonid ei ole eriti suured, võib liigendi moodustada toepadjast ja sellele asetatud tsentreerimistükist (joonis 105). Seejuures peetagu silmas, et raamipost oleks tsentreerimistüki kohal ribiga tugevdatud.

Liigendi arvutus on toodud I köites.

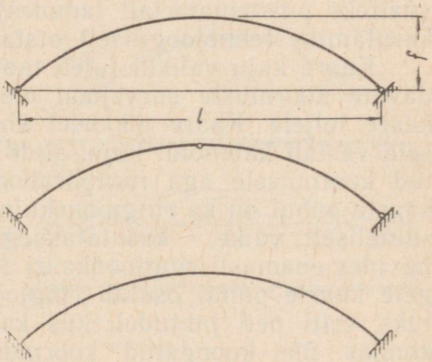
Joonisel 106 on toodud näiteid angaari konsoolraamidest. Siin moodustatakse kahest raamist, mille vahekaugus on 3 ... 6 m, ruumiline plokk. Plokkide vahekauguseks võetakse 18 ... 24 m.

Joonisel 107 on kujutatud raamkonstruktsioon, mida kasutatakse laevatehaste kandurina.

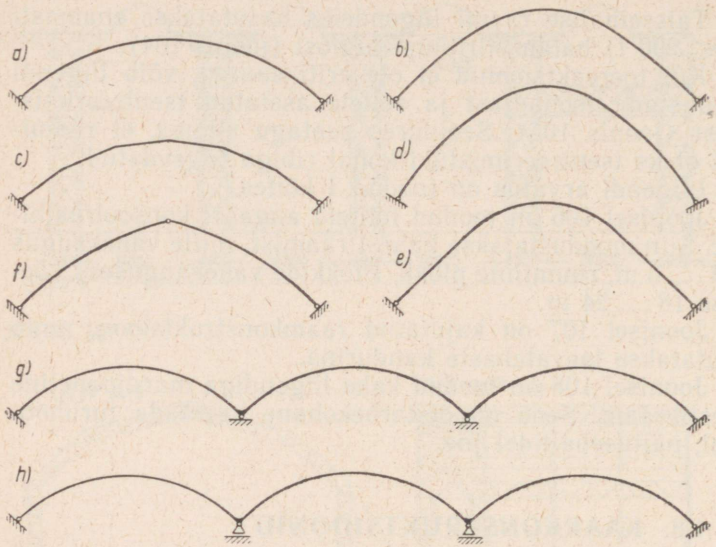
Joonisel 108 on toodud kahe liigendiga murdjooneline sõrestikraam. Seda on otstarbekohane kasutada turuhoonetel, näitusehallidel jne.

1.8. KAARKONSTRUKTSIOONID

Metallkaari kasutatakse üsna laialdaselt mitmesuguste ühiskondlike hoonete, samuti suurte garaažide jms. katusekandekonstruktsioonides. Praktikas esinevad silded alates 30 ... 100 m ja enam. Kõige enam kasutatakse kahe liigendiga, harvem kolme liigendiga või liigenditeta skeemi (joon. 109). Kaare kõrguse f ja silde l suhe on tavaliselt piirides 1/10 ... 2 (kõige sagedamini



JOON. 109



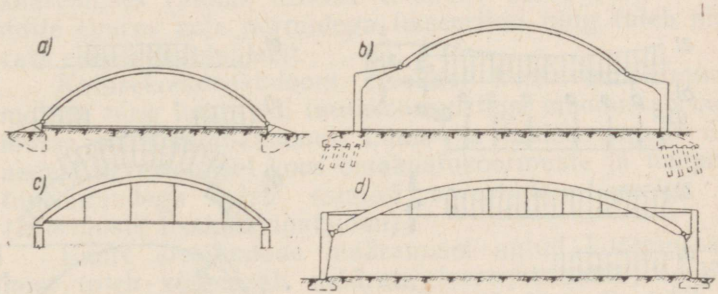
JOON. 110

1/8 . . . 4). Väga lamedates kaartes tekivad suured survejõud ning horisontaalse toereaktsiooni üleandmine pinnasele kujuneb omaette probleemiks. Kõrgete kaarte puhul on horisontaalne toereaktsioon tunduvalt väiksem, kuid hoone kubatuur kujuneb ülearu suureks. Mõnel erijuhul (näiteks puistematerjali ladudes) aga on kõrgete kaarte kasutamine tehnoloogiliselt otstarbekas.

Kaare kuju valikul tuleb taotleda lahendust, kus valdavate koormuste survejoon oleks võimalikult lähedane kaare teljele. Kaare pikkusel ühtlaselt jaotatud koormusele vastab katenoidi kuju, silde ulatuses ühtlaselt jaotatud koormusele aga ruutparabooli kuju. Kuna lamedate kaarte puhul on ka ringjoonekujulise kaare ekstsentrilisus suhteliselt väike, kasutataksegi valmistamise hõlpsuse huvides enamasti ringjoonkaari (joon. 110, *a*). Ainult kõrgete kaarte puhul osutub ringjooneline telg vastuvõtmatuks, eriti neil juhtudel, kus kaarele antakse luku piirkonnas üle koondatud koormusi katuselaternatelt või

transpordigaleriidelt. Sel korral kasutatakse muutuva kõverusega (näiteks ruutparaboolset) skeemi (joon. 110, *b*). Ka tuulekoormuse vastuvõtmise seisukohalt on muutuva kõverusega skeem parem. Paljudel juhtudel esinevad kombineeritud lahendused: 4 ... 10 sirglõigust (joon. 110, *c*), erineva raadiusega ringjoontest (joon. 110, *d*) või sirglõikudest ja ringjoonest (joon. 110, *e*). Kolme liigendiga kaare telg kujundatakse mõnikord kahest omavahel nihutatud keskmega ringjoonest (joon. 110, *f*). Ehituspraktikas on esinenud ka mitmesildelisi kaari. Nende vahepealsed toed võivad olla kujundatud nii liikumatutena (joon. 110, *g*) kui ka rõhtsuunas liikuvatena (joon. 110, *h*).

Üheks keskseimaks küsimuseks kaarkonstruktsioonide projekteerimisel on horisontaalse toereaktsiooni üleandmine, millest enamasti olenebki kaarkonstruktsiooni kasutamise majanduslik otstarbekus. Tugeva pinnase korral (kui kaar pole väga lame, siis ka keskmise tugevusega pinnase korral) saab horisontaalse toereaktsiooni üle anda vundamendile (joon. 111, *a*). Ruumi paremaks kasutamiseks toetatakse liigendiga kaared mõnikord võimsatele konsoolidega postidele (joon. 111, *b*). Seejuures peaks kaare valdava toereaktsiooni suund lõikuma vundamenditallaga viimase raskuskeskme läheduses. Suhteliselt lihtsaks võib kujuneda kaare horisontaalse toereaktsiooni üleandmine juhul, kui hoone äärmised löövid on kujundatud jäikade seibide või raamidena. Tihti tuleb aga kaare horisontaalreaktsioon vastu võtta tõmbevööga, mis on riputatud kaare külge (joon. 111, *c*) või asetseb põrandaaluses



JOON. 111

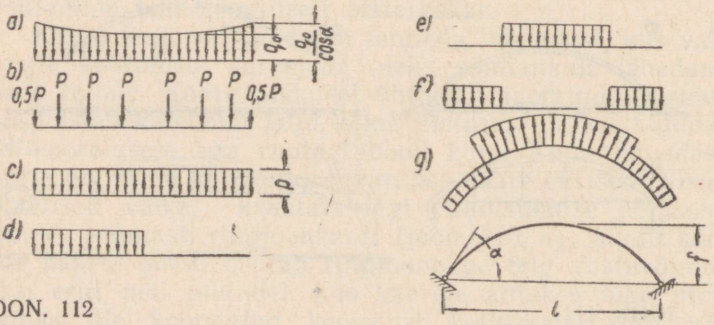
kanalis. Mõnikord on kasutatud ka tõstetud tõmbevööga kombineeritud skeemi (joon. 111, *d*).

Konstruktsiooni kujunduse järgi jagunevad metallkaared täisseinalisteks ja sõrestikkaarteks. Määravateks sisejõududeks kaare dimensioonimisel on tavaliselt kaare normaaljõud ja paindemoment kaare kõverustasandis. Põikjõud on määravaks sõrestikkaare vöödevahelise võrgu dimensioonimisel, samuti väga lameda täisseinalise kaare seina dimensioonimisel. Kaarte samm valitakse tavaliselt piirides 6 ... 12 m, harvem 12 ... 24 m. Mõnikord ühendatakse kaared paarikaupa ruumilisteks elementideks. Sel puhul on omavahel ühendatud kaarte vahekaugus tavaliselt 3 ... 6 m.

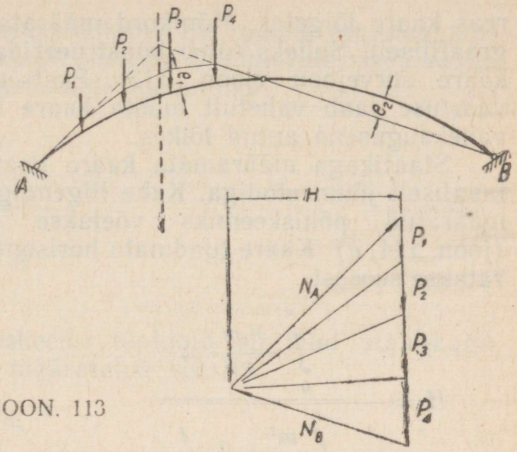
1.8.1. Koormused ja sisejõud

Kaare peamisteks koormusteks on katusekonstruktsiooni (kaasa arvatud kaare enda) kaal, lumekoormus ja tuulekoormus. Neile võivad lisanduda koormused mitmesugustelt seadmetelt. Kui kaart kasutatakse ehitusaegsest oluliselt erineval temperatuuril, tuleb staatikaga määramatut kaart kontrollida ka temperatuuri mõjule.

Katusekonstruktsioonide omakaalukoormus mõjub kas kaare pikkusel ühtlaselt jaotatud (joon. 112, *a*) või koondatud koormustena (joon. 112, *b*). Lumekoormus loetakse ühtlaselt jaotatuks silde, s. o. kaare pikkuse horisontaalprojektsiooni ulatusel (joon. 112, *c*). Terve silde lume-



JOON. 112



JOON. 113

koormus annab maksimaalsed toereaktsioonid ja kaare normaaljõud, lumekoormus poolel sildel (joon. 112, *d*) aga maksimaalse (ja minimaalse) paindemomendi kaares (silde veerandi piirkonnas). Mõnel juhul võivad määravaks osutuda paindemomendid liigenditeta ja kahe liigendiga kaare keskel; nende momentide ekstremaalväärtused saadakse lumekoormuse sümmeetrilisel asetusel silde keskmistel (joon. 112, *e*) või äärmistel (joon. 112, *f*) veeranditel. Tuulekoormus mõjub katuse pinnaga risti, kuid tuulesurve intensiivsuse (ja suuna) oluline muutus (joon. 112, *g*) kaare pikkusel põhjustab suhteliselt suuri paindemomente. Eriti ebasoodsaks võib tuulekoormus osutuda juhul, kui hoone otsasein on lahtine; sel puhul võib kaarealuses ruumis tekkida täiendav surve või vaakum, mille suurus pole normidega fikseeritud ning tuleb määrata eksperimentaalselt.

Katusekonstruktsiooni omakaal koos temperatuurimõjude ning lume- või tuulekoormustega moodustab koormuste põhikombinatsiooni. Lume- ja tuulekoormuse üheaegsel arvestamisel koos omakaalukoormuste ja temperatuurimõjudega tuleb esimesi arvestada teguriga 0,9 (koormuste lisakombinatsioon).

Kaare sisejõudude määramisel antud koormusskeemist tuleb kõigepealt määrata toereaktsioonid; seejärel määratakse arvutuslike sisejõudude N, M ja Q väärtused

reas kaare lõigetes. Mõnikord määratakse kaare sisejõud graafiliselt. Selleks tuleb konstrueerida jõuhulknurk ning kaare survejoon (joon. 113). Ekstsentrilisuse $e = M/N$ väärtuse saab vahetult mõõta kaare telje ja survejoone vahekaugusena antud lõikes.

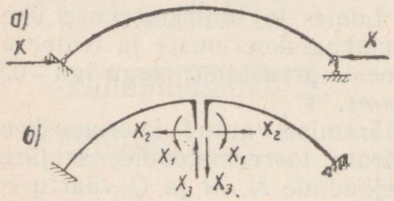
Staatikaga määramata kaare lisatundmatud leitakse tavaliselt jõumeetodiga. Kahe liigendiga kaare staatikaga määratud põhiskeemiks võetakse harilikult lihttala (joon. 114, *a*). Kaare tundmatu horisontaalreaktsioon määratakse seosest

$$H = -\frac{\int_0^s \frac{M_0 m}{EI}\,ds}{\int_0^s \frac{m^2}{EI}\,ds + \frac{l}{EF_t}}$$

kus M_0 — paindemoment staatikaga määratud põhisüsteemis,
m — paindemoment ühikjõust $H = 1$,
F_t — tõmbevöö ristlõikepindala,

$ds = dx\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$ — kaare pikkuse diferentsiaal.

Antud valemis on arvesse võetud ainult kaare paindemomentide ja tõmbevöö normaaljõu mõju deformatsioonidele. Kui kaar on tehtud liikumatutele vundamentidele, jääb murru nimetaja parempoolne liige H avaldises ära. Eriti lamedate kaarte ($l/f > 10$) puhul tuleb H avaldises arvestada ka kaare normaaljõudude mõju. Liigenditeta kaare staatikaga määratud põhiskeemis on otstarbekas kanda tundmatud sisejõud jäikade konsoolide abil kaare



JOON. 114

raskuskeskmesse (joon. 114, *b*). Sel puhul jaguneb kolmest võrrandist koosnev süsteem tundmatute sisejõudude määramiseks kolmeks eraldi võrrandiks

$$X_i = -\frac{\int_0^s \frac{M_0 m_i}{EI}\,ds}{\int_0^s \frac{m_i^2}{EI}\,ds}$$

Antud koormusskeemi lõplikud sisejõud staatikaga määramatus kaares määratakse seostest

$$N = N_0 + \sum_{i=1}^{n} X_i n_i$$

$$M = M_0 + \sum_{i=1}^{n} X_i m_i$$

$$Q = Q_0 + \sum_{i=1}^{n} X_i q_i$$

kus N_0, M_0, Q_0 — staatikaga määratud põhiskeemi sisejõud väliskoormusest,
n_i, m_i, q_i — staatikaga määratud põhiskeemi sisejõud ühikkoormusest $X = 1$,
n — kaare staatikaga määramatuse aste.

Staatikaga määramatu kaare sisejõudude määramiseks ühtlase temperatuurimuutuse toimel tuleb kõigepealt määrata temperatuurimuutusele vastav paigutis

$$\Delta_t = -\alpha t l$$

kus α — kaare temperatuuri-joonpaisumistegur,
t — temperatuuri muutus,
l — kaare sille.

Täiendav horisontaalne toereaktsioon on ülaltoodud põhiskeemide korral avaldatav seosest

$$H_t = X_{1t} = -\frac{\Delta_t}{\delta_{11}} = \frac{\alpha t l}{\int_0^s \frac{m_1^2}{EI}\,ds}$$

Põhiliseks raskuseks staatikaga määramatu kaare lisatundmatute määramisel on integreeritavate avaldiste keerukus, mis tekib kaare pikkuse diferentsiaali ds avaldamisel tema horisontaalprojektsiooni kaudu. Seepärast tuleb paljudel juhtudel kasutada numbrilist integreerimist (näiteks *Simpsoni* valemit), jaotades kaare võrdse pikkusega lõikudeks. Kui kaare inertsmoment on silde ulatuses muutuv seaduse järgi

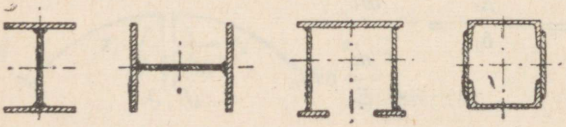
$$I_x = I_0 \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2}$$

kus I_0 — kaare inertsmoment luku ristlõikes, siis muutuvad integreeritavad avaldised tunduvalt lihtsamaks.

1.8.2. Täisseinaliste kaarte dimensioonimine

Täisseinalise kaare võimalikke ristlõikeid on esitatud joonisel 115. Kaare ristlõike kõrgus moodustab 1/80 ... ... 40 sildest. Vastavate valtsimisseadmete olemasolul on paljudel juhtudel võimalik kõverjooneliste kaarte moodustamine valtsitud I-profiilidest nende külmalt painutamise teel ($\max h/r = 1/25$). Keevitatud I-profiilide, samuti kinniste ristlõigete kasutamisel tuleb sein enamasti autogeeniga välja lõigata lehtterasest või laiast ribaterasest. Kui kaar on moodustatud üksikutest sirglõikudest, on valmistamine muidugi lihtsam.

Ristlõike laiuse ja kõrguse suhe sõltub suurel määral roovide ja sidemete asetusest ning on tavaliselt piirides 1/3 ... 1,5. Seina kõrguse ja paksuse suhe $h_0/\delta = 50 \ldots 100$. Kui $h_0/\delta > 70$, tuleb kaar varustada põikribidega (joon. 116), mille samm $a \leqslant 3h_0$. Vöö laiuse ja paksuse suhe $b/t = 12 \ldots 30$. Ribi laius $b_r \geqslant h_0/30 + 40$ mm, paksus $\delta_r \geqslant 1/15\, b_r$.



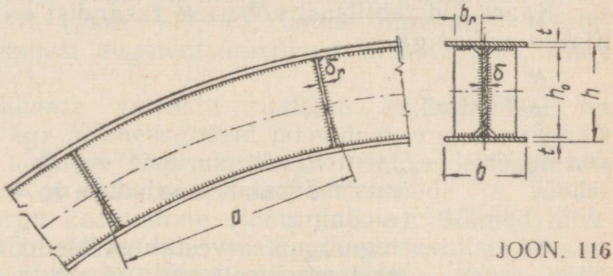
JOON. 115

Täisseinalise kaare montaažijätkude moodustamisel tuleb keevituspingete vähendamiseks kasutada kindlat keevitamise järjekorda nagu täisseinalistes taladeski (vt. I köide, lk. 280).

Kaare tugevust kontrollitakse ekstsentrilise surve valemiga (kõveruse mõju tavaliselt arvesse ei võeta)

$$\frac{N}{F_{neto}} \pm \frac{M}{W_{neto}} \leqslant R$$

kusjuures tuleb vaadelda nii maksimaalse normaaljõu kui ka maksimaalse paindemomendiga ristlõikeid.



JOON. 116

Kaare üldstabiilsust kõveruse tasandis kontrollitakse valemiga

$$\frac{N}{F} \leqslant \varphi^{BH} R$$

kus tegur φ^{BH} määratakse olenevalt suhtelisest ekstsentrilisusest (maksimaalse momendi järgi)

$$m_1 = \eta \frac{M}{N} \frac{F}{W}$$

ning kaare saledusest

$$\lambda = \frac{l_0}{r_x}$$

Kaare arvutuslik pikkus $l_0 = \mu s/2$, kus s — kaare pikkus; μ — tegur, mis määratakse tabelist 1.6.

Tabel 1.6

Tegurid μ kaare nõtkepikkuse määramiseks

Kaare suhteline kõrgus f/l	Liigendite arv kaare staatikalises skeemis		
	3	2	0
0,05	1,20	1,00	0,70
0,20	1,16	1,06	0,72
0,30	1,13	1,13	0,74
0,40	1,19	1,19	0,75
0,50	1,25	1,25	0,76

Kaare üldstabiilsust kõveruse tasandist välja kontrollitakse valemiga

$$\frac{N}{F} \leqslant c\varphi_y R$$

kus φ_y — tsentriliselt surutud varda nõtketegur, mis määratakse saleduse $\lambda_y = l_1/r_y$ funktsioonina,

c — tegur, mis arvestab ekstsentrilisuse mõju ekstsentriliselt surutud varda väljanõtkumisele põiksuunas,

$l_1 = \mu_1 l$

l — kaare nende ristlõigete vahekaugus, mille põiksuunalised paigutused ja pöörded on takistatud,

μ_1 — tegur tabelist 1.7.

Tabel 1.7

Tegurid μ_1 kaare nõtkepikkuse määramiseks

f/l	0,05	0,10	0,20	0,30	0,40
μ_1	0,50	0,54	0,65	0,82	1,07

Täisseinalise kaare vöö kohalik stabiilsus on tagatud, kui vöö vaba serva laius $b_1 \leqslant 15t$ (t — vöölehe paksus).

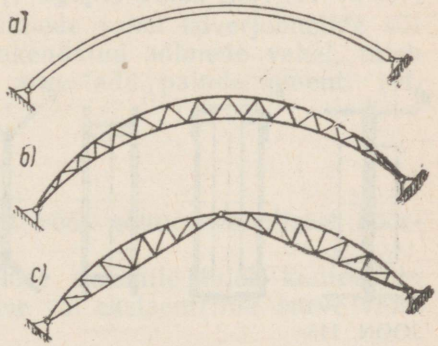
Täisseinalise kaare seina kohalikku stabiilsust kontrollitakse nagu ekstsentriliselt surutud postidelgi tegurite

$$\alpha = \frac{\sigma - \sigma'}{\sigma} \quad \text{ja} \quad \frac{\tau}{\sigma} \quad \text{järgi.}$$

1.8.3. Sõrestikkaarte dimensioonimine

Sõrestikkaare ristlõige võib olla kaare pikkusel konstantne (joon. 117, *a*) või muutuv. Muutuva ristlõikega kaar tehakse alati liigendite suunas väheneva kõrgusega. Nii kasutatakse kahe liigendiga skeemi korral nn. sirbikujulist kaart (joon. 117, *b*), kolme liigendiga skeemi korral — kahest segmentsõrestikust moodustatud kaart (joon. 117, *c*).

Sõrestikkaare varraste ristlõike kujundamisel on kasutatud väga mitmesuguseid lahendusi, mis on tihedalt seotud ka sõlmede kujundamisega. Üheks lihtsamatest võimalustest on paarisnurkraudadest vööde ja võödevahelise võrgu kasutamine (joon. 118, *a*). Sõlmed moodustatakse sõlmelehtede abil analoogiliselt tavaliste katusesõrestike sõlmedega. Vööd moodustatakse kaare põikjäikust silmas pidades reeglina erikülgsetest nurkraudadest, mis on suunatud laiema flanšiga väljapoole. Võödevaheline võrk moodustatakse tavaliselt võrdkülgsetest nurkraudadest. Samuti võib kasutada lahendust, kus vööd on moodustatud kas [-profiilist või kahest nurk-



JOON. 117

rauast, nurkraudadest võrgu vardad aga on keevitatud vahetult vööde külge (joon. 118, *b*). Kahest nurkrauast vöö vardad on omavahel ühendatud nõtkelappidega.

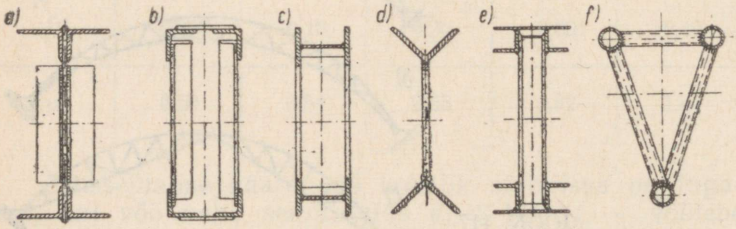
Kasutatakse ka konstruktsiooni, kus nii vööde kui ka võrgu varrasteks on H-profiilid (joon. 118, *c*), mis on omavahel ühendatud jätkõmblustega, analoogiliselt keevitatud sillasõrestikega.

Eriti kergetes katusekonstruktsioonides tuleb kõne alla vööde moodustamine üksiknurkraudadest (joon. 118, *d*), mis on omavahel ühendatud näiteks painutatud ümarrauast võrguga.

Originaalset lahendust kasutati Tallinna siseujuka katusekonstruktsioonis. Kaare kumbki vöö koosneb kahest nurkrauast ning nende külge keevitatud vöölehest (joon. 118, *e*). Vöödevaheline võrk aga on moodustatud I-profiilidest, mis on kummagi vööga keevitatud kaare vöönurkraudade külge. Kaare valmistamisel tuleb muidugi silmas pidada keevitamise järjekorda: nimelt tuleb vööleht keevitada vöönurkraudade külge pärast võrguvarraste keevitamist.

Viimasel ajal on leidnud kasutamist kolme vööga kaared, mida iseloomustab hea ruumiline jäikus. Tavaliselt moodustatakse nii vööd kui ka vöödevaheline võrk toruprofiilidest (joon. 118, *f*).

Sõrestikkaare ristlõike kõrguseks valitakse 1/60 ... ... 30 sildest. Vöödevaheline võrk koosneb kas ainult diagonaalidest (joon. 119, *a*) või diagonaalidest ja postidest. Viimased on asetatud kas vertikaalselt (joon. 119, *b*) või risti kaare teljega (joon. 119, *c*). Paneeli pik-



JOON. 118

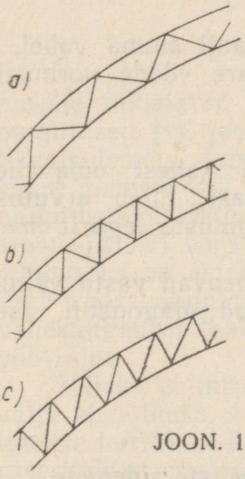
kus valitakse selline, et diagonaalide kaldenurk kaare telje suhtes jääks piiridesse 30 . . . 55°.

Sõrestikkaare vööde sisejõud leitakse avaldisest (vt. joon. 120, *a*)

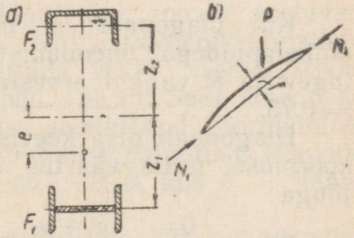
$$N_1 = N\frac{a_2 + e}{a_1 + a_2}; \qquad N_2 = N\frac{a_1 - e}{a_1 + a_2}$$

kus N — kaare normaaljõud vaadeldavas lõikes,

$e = \frac{M}{N}$ — kaare normaaljõu ekstsentrilisus.



JOON. 119



JOON. 120

Kui kaare vöö on sõlmede vahel kõverjooneline või kui väliskoormused on rakendatud sõlmede vahel, tuleb vöö normaaljõule lisaks arvestada paindemomenti (vt. joon. 120, *b*)

$$M_1 = M_1^0 - N_1 f$$

kus M_1^0 — paindemoment vööos sõlmedevahelisest koormusest.

Vastavalt vöö töötamise skeemile tuleb kontrollida vöö tugevust kas tsentrilise või ekstsentrilise surve valemite järgi.

Sõrestikkaare üldstabiilsust kontrollitakse analoogiliselt täisseinalise kaarega. Seejuures tuleb teguri φ^{BB} määramisel lähtuda kaare redutseeritud saledusest

$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda_x^2 + k\frac{F_{diag}}{F_{kaar}}}$$

Kaare vöödevahelise võrgu diagonaali sisejõu määramisel tuleb lisaks põikjõu mõjule arvesse võtta kaare normaaljõudude mõju. Summaarsed pinged diagonaalis

$$\sigma = \frac{Q}{F_{diag}\sin\alpha} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}\cos^2\alpha \leqslant \varphi R$$

kus α — nurk kaare telje ja diagonaali suuna vahel,
$\sigma_1 = N_1/F_1$ ja $\sigma_2 = N_2/F_2$ — kaare vööde normaalpinged,
φ — diagonaali nõtketegur.

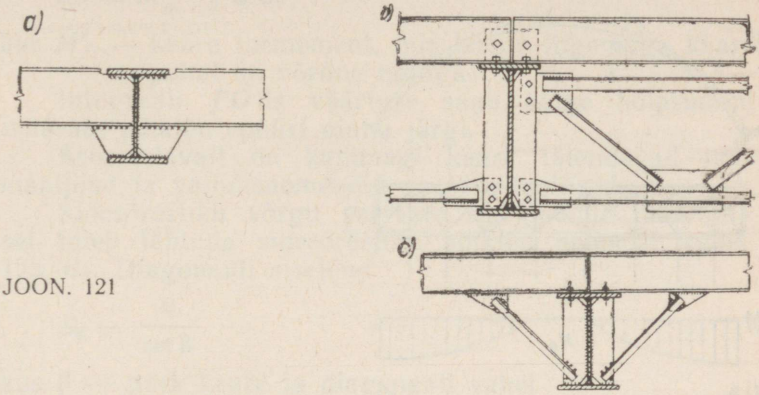
Kui diagonaal on moodustatud kahest omavahel nõtkelappidega ühendamata nurkrauast, tuleb arvutustugevuse R valikul arvestada töötingimuste tegurit $m = 0{,}75$.

Diagonaali otsa keevisõmblused peavad vastu võtma koormuse, mille väärtus on määratud diagonaali sisejõuga

$$S_d = \frac{Q}{\sin\alpha} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}F_{diag}\cos^2\alpha$$

1.8.4. Katuseroovide ja kaartevaheliste sidemete kujundamine

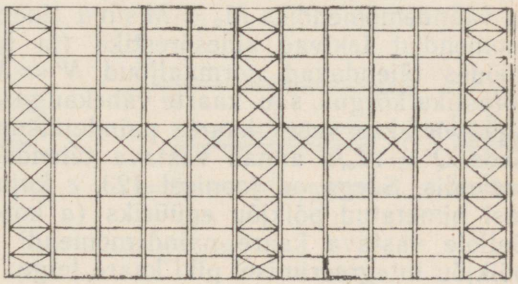
Kaare vööde kui surutud elementide kõverustasandist väljanõtkumise takistamiseks tuleb kasutada vajaliku jäikusega sidemete süsteemi. Sidemed tuleb lahendada juba kogu katuse kandesüsteemi kujundamisel, kuna nad on terve süsteemi tööga lahutamatult seotud. Roovidega katuse korral on viimased ühtlasi ka sidemete elemendiks. Tavaliselt kasutatakse täisseinaliste kaarte puhul täisseinalisi roove ja sõrestikkaarte puhul sõrestikroove. Roovid asetatakse kas vertikaalselt või kaare teljega risti nii, et nende ülemine pind langeb kokku kaare pealispinnaga. Roovid ühendatakse kaarega tavaliselt jäigalt, et



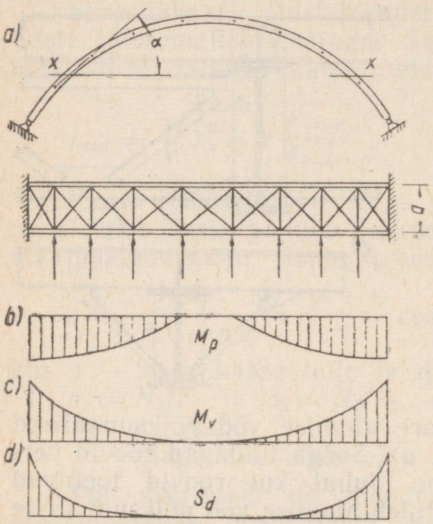
JOON. 121

oleksid takistatud ka kaare alumise vöö põiksuunalised paigutused (vt. joon. 121, *a*). Seega täidavad roovid vertikaalsidemete funktsioone. Juhul kui roovid toetuvad kaare ülemise vöö peale, tuleb alumise vöö põiksuunaliste paigutuste takistamiseks kasutada eraldi sidesõrestikke (joon. 121, *b*) või tugikäppi (joon. 121, *c*). Selle lahenduse puuduseks on asjaolu, et katuse ebaühtlasel koormamisel saab kaare alumine vöö põiksuunalisi paigutusi. Roovide vahekaugus ei tohiks ületada 20 ... 30 *b*, kus *b* — kaare vöö laius.

Selleks et mitu kaart korraga oma kõverustasandist välja ei nõtkuks, tuleb ette näha põiksidemed. Need asetatakse harilikult kaarte ülemiste vööde pinda ning konstrueeritakse analoogiliselt katusesõrestikevaheliste põiksidemetega (joon. 122). Põiksidesõrestikud asetatakse tavaliselt hoone otsmiste kaarte vahele ning edasi sam-



JOON. 122



JOON. 123

muga ca 30 m. Mõnel juhul ühendatakse kaared põiksidemetega paarikaupa. Kaare luku piirkonnas ühendatakse põiksidemed tavaliselt horisontaalsete pikisidemetega, mis konstrueeritakse analoogiliselt põiksidemetega. Otsmiste kaarte vahelised põiksidemed peavad enamasti vastu võtma otsaseina karkassilt üleantava tuulekoormuse. Selle sidesõrestiku vööideks on kaare ülemised vööd, mis saavad otsaseina tuulekoormusest täiendava koormuse ja täiendavad sisejõud. Nende sisejõudude määramiseks vaatleme otsmist kaarepaari kõvera talana (joon. 123, *a*). Moment kõvera tala horisontaallõikes $x-x$ jaguneb kõvera tala paindemomendiks $M_p = M \cos \alpha$ (joon. 123, *b*) ja väändemomendiks $M_v = M \sin \alpha$ (joon. 123, *c*). Paindemomendist tekivad sidesõrestike (ja ühtlasi ka kaare) vööides täiendavad normaaljõud $N' = M_p/a$ (a — sidesõrestiku kõrgus, s. o. kaarte vahekaugus). Väändemoment aga võetakse vastu kaarte paindejäikusega oma pinnas. Seos $Q' = M_v/a$ annab vastava täiendava põikjõu kaare tasandis. Seega on joonisel 123, *c* kujutatud epüür ühtlasi nimetatud põikjõu epüüriks (a korda suurendatult). Sellele vastava kaare paindemomendi saame nimetatud põikjõu integreerimisel piki kaare telge:

$$M' = M'_0 - \int Q\,ds$$

kus M'_0 — kaare toemoment, mis kolme liigendiga kaare puhul on võrdne nulliga.

Integraali $\int Q\,ds$ väärtuse saab kõige hõlpsamini määrata põikjõu epüüri pinna järgi.

Arusaadavalt on kummagi kaare täiendavad normaaljõud ja paindemomendid vastasmärgilised.

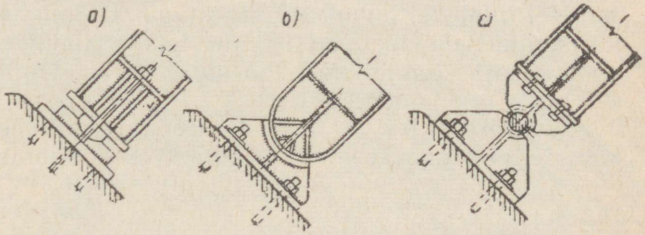
Sidesõrestiku võrgu varraste sisejõudude määramisel tuleb lähtuda sidesõrestiku põikjõu epüürist (joon. 123, *d*). Diagonaali sisejõud

$$S_d = \frac{Q}{\sin \beta}$$

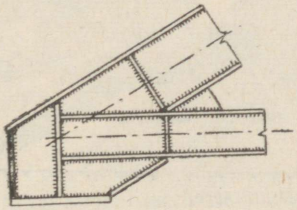
kus β — nurk kaare ja diagonaali vahel.

1.8.5. Kaare kanna ja luku konstruktsioon

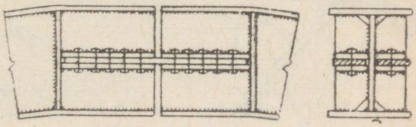
Metallkaar toetatakse vundamendile tavaliselt liigendiga. Seejuures kasutatakse kas nn. ribaliigendit (joon. 124, *a*), painutatud lehtedest liigendit (joon. 124, *b*) või rull-liigendit (joon. 124, *c*).



JOON. 124



JOON. 125



JOON. 126

Sõrestikkaare võrk asendatakse kanna piirkonnas seinaga, nii et sõrestikkaare toeliigend kujuneb konstruktsioonilt analoogiliseks täisseinalise kaare toeliigendiga. Liigenditeta kaare toesõlm kujundatakse analoogiliselt ekstsentriliselt surutud posti jalaga. Tõmbevööga kaare toesõlme kujundamise näide on esitatud joonisel 125.

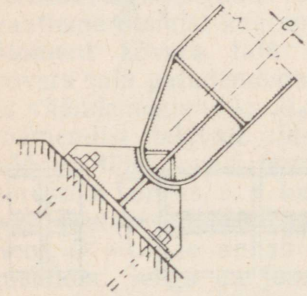
Näide kolme liigendiga kaare luku kujundusest on esitatud joonisel 126.

1.8.6. Kaare sisejõudude reguleerimine

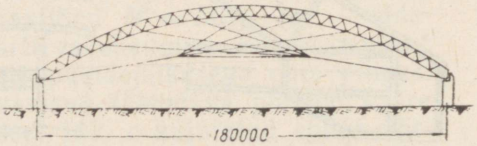
Mõnel juhul ei saa rahuldada kaare valmistamise lihtsuse nõuet üheaegselt kaare sisejõudude otstarbeka jaotuse nõudega. Kaare maksimaalse paindemomendi vähendamiseks on mõnikord otstarbekas asetada kannaliigend kaare telje suhtes ekstsentriliselt (joon. 127). Sama kehtib ka kolme liigendiga kaare lukuliigendi kohta.

Paljudel juhtudel kasutatakse kaare sisejõudude reguleerimiseks tõmbevöö eelpingestamist. Valides sobiva eelpingejõu, saab viia kaare positiivsed ja negatiivsed paindemomendid ühesuurusteks. Kaare sisejõudude määramisel tuleb sel puhul eelpingestamata tõmbevööga kaare horisontaalsele toereaktsioonile lisada tõmbevöö eelpingestamisest (enne väliskoormuse rakendamist) tekkiv täiendav reaktsioon.

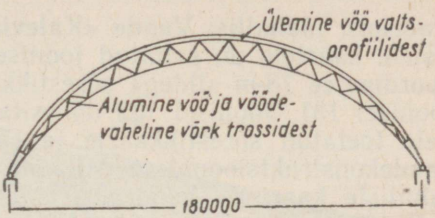
Viimasel ajal on tehtud ettepanekuid veelgi keerukamate eelpingeskeemide kasutamiseks. Joonisel 128 on



JOON. 127



JOON. 128

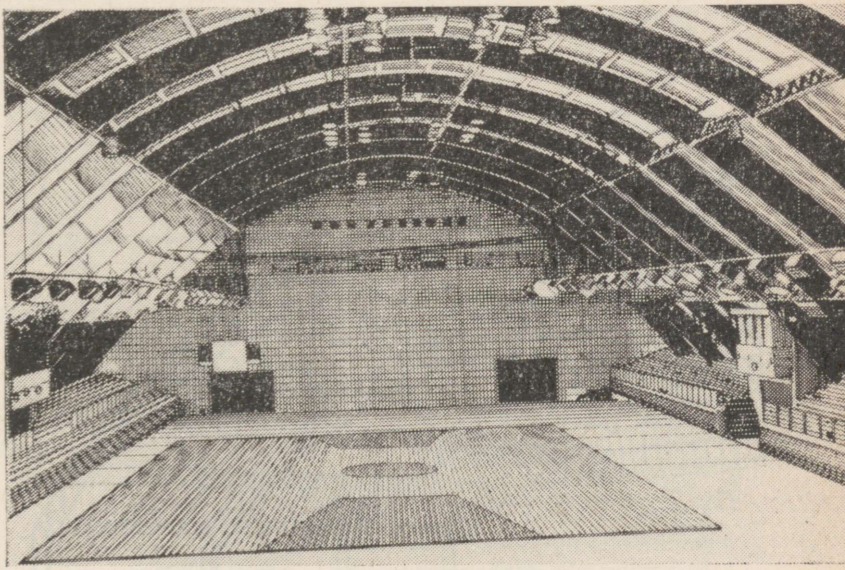


JOON. 129

esitatud keeruka tõmbevööde võrguga suure eelpingestatud kaare skeem. On tehtud ka ettepanekuid sõrestikkaare alumise vöö ja vöödevahelise võrgu varraste asendamiseks eelpingestatud trossvõrguga (joon. 129).

1.8.7. Kaarkonstruktsioonide näiteid

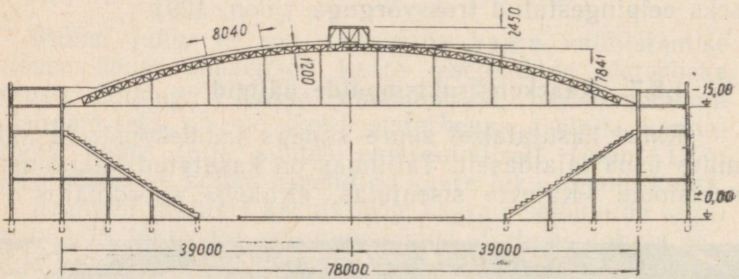
Kaari kasutatakse suure sildega kandekonstruktsioonides üsna laialdaselt. Tallinnas on kasutatud kaarkonstruktsiooni «Kalevi» siseujulas, «Kalevi» spordihallis ja



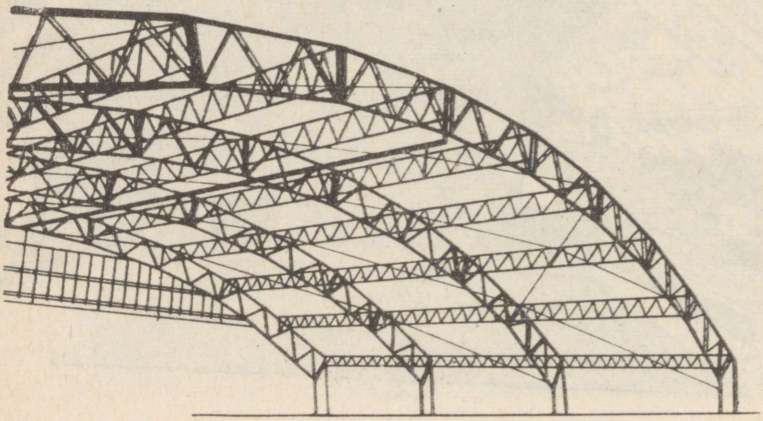
JOON. 130

Kadrioru jäähallis. Vaade «Kalevi» spordihalli täisseinalistele kaartele on esitatud joonisel 130. Moskva Lužniki spordipalee 78-m sildega sõrestikkaarte skeem on toodud joonisel 131. Joonisel 132 on esitatud näide vundamentidele toetatud sõrestikkaarte ja sõrestikroovidega katuse kandekonstruktsioonidest. Milaano staadioni katte kolmetahuliste kaartega kandesüsteemist saab ülevaate joonise lt 133.

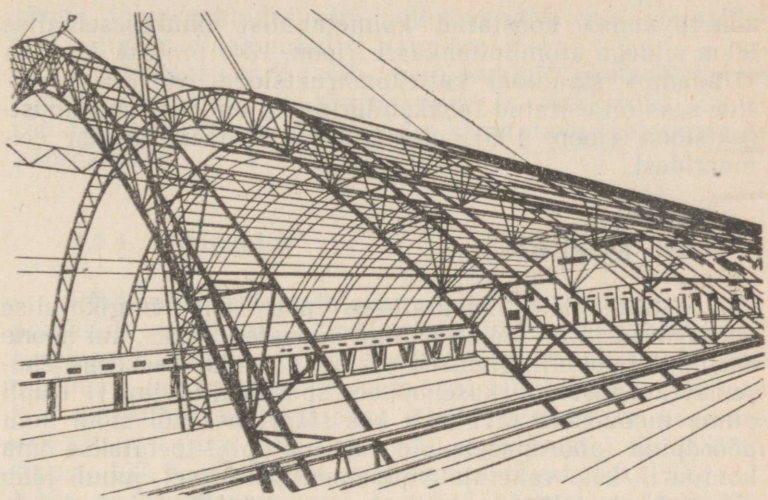
Viimasel ajal pööratakse tõsist tähelepanu õhukeseseinalistele metallkaartele. Nii on instituudis «Проектсталь-



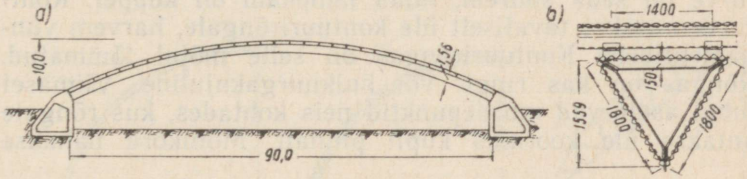
JOON. 131



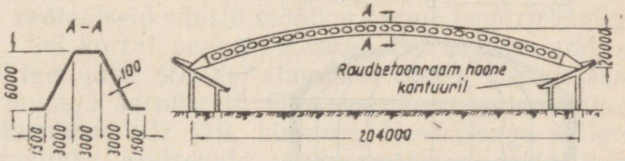
JOON. 132



JOON. 133



JOON. 134



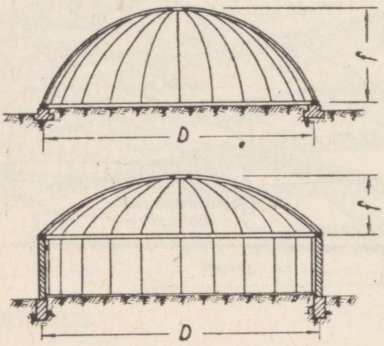
JOON. 135

конструкция» koostatud kolmetahulise õhukeseseinalise 90-m sildega alumiiniumkaare (joon. 134) projekt. Moskva «Dünamo» staadioni kattekonstruktsiooni võistlusprojektide seas oli esitatud tahkkandurina kujundatud kaarkonstruktsioon (joon. 135), mis koosneb kolmekihilistest elementidest.

1.9. KUPLID

Metallkupleid kasutatakse peamiselt ringikujulise (harvem ovaalse) põhiplaaniga hoonete katteks, kui hoone ekspluatatsioonitingimused nõuavad ruumi keskosas suuremat kõrgust (tsirkusehooned, spordihallid jms.). Kupli pinna moodustab tavaliselt kas sfääri osa või mõni muu pöördpind (pöördparaboloid vms.). Kuplid toetatakse oma kontuuril kas vahetult vundamentidele (sel juhul jääb rõnga äärde mittekasutatav tsoon), seintele või postidele (joon. 136). Kupli kõrgus f moodustab tavaliselt 0,1 ... ... 0,5 läbimõõtu.

Kupleid nagu kaarkonstruktsioonegi iseloomustab horisontaalse toereaktsiooni (rõhtturbe) olemasolu. Rõhtturve on seda suurem, mida lamedam on kuppel. Rõhtturve antakse tavaliselt üle kontuurirõngale, harvem vundamentidele. Kontuurirõngas on selle mõjul tõmmatud. Rõngas on kas ringi- või hulknurgakujuline. Viimasel juhul asetsevad murdepunktid neis kohtades, kus rõngale antakse üle koormus kupli pinnalt. Mõnikord nähakse



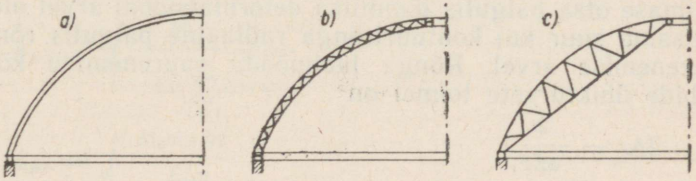
JOON. 136

rõnga toetuskohtades ette rull-liigendid, mis võimaldavad rõnga radiaalsuunalisi paigutusi.

Konstruktsioonilt võib metallkupleid jaotada kolme rühma: ribikuplid, ribi-rõngaskuplid ja võrkkuplid. Eraldi rühma moodustavad tähetornides kasutatavad teleskoopide pöördkuplid.

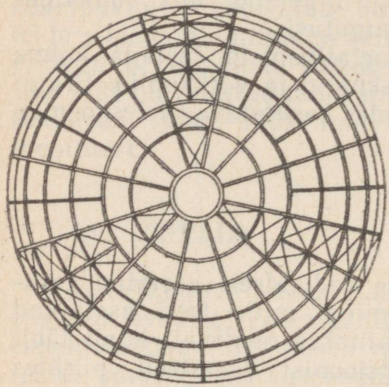
1.9.1. Ribikuplid

Ribikuplid moodustatakse radiaalselt asetatud tasapinnaliste poolkaarte süsteemina, mille toed asetsevad ringjoonel. Poolkaarte arv valitakse olenevalt kupli läbimõõdust ja katusekonstruktsioonist tavaliselt piirides 8...36. Ribid kujundatakse kas täisseinaliste kõverate varrastena (joon. 137, *a*) või sagedamini sõrestikena (joon. 137, *b*, *c*). Ribide stabiilsuse tagamiseks ühendatakse nad kontsentriliselt asetatud varrastega, mis töötavad tavaliselt ka roovidena, ning 2...6 sektoris ka diagonaalvõrguga (joon. 138). Kupli teljel ühendatakse kõik ribid tsentrirõngaga. Viimane töötab survele või survele ja väändele (poolkaarte jäiga ühenduse korral).



JOON. 137

Et rõnga läbimõõt ei kujuneks liiga suureks, katkestatakse osa radiaalseid ribisid mõnikord enne tsentrirõngaga lõikumist. Sel korral peab katkestuskohal asetsev rõngas olema küllalt jäik. Ribide alumised otsad ühendatakse kontuurirõngaga šarniirselt. Olenevalt harjasõlme kujundusest (šarniirne või jäik kinnitus tsentrirõnga külge) võib vastastikku asetsevate ribide paari vaadelda tinglikult kas kolme või kahe liigendiga kaarena, mis saab



JOON. 138

koormuse katuse pinna vastavalt sektorilt. Koormuse intensiivsus suureneb kontuurirõnga poole kas lineaarselt (katuse pinna horisontaalprojektsioonil ühtlaselt jaotatud koormuse, näiteks lumikatte kaalu korral) või võrdeliselt suurusega $x/\sqrt{R^2-x^2}$ (sfäärilise kupli pinnal ühtlaselt jaotatud koormuse, näiteks katuse omakaalu korral). Kaare arvutamisel võib kontuurirõnga asendada tingliku tõmmitsaga, mille tõmbejäikus saadakse tingimusest, et viimase otsa paigutis tõmmitsa deformatsiooni arvel oleks niisama suur kui kontuurirõnga radiaalne paigutis rõnga pikenemise arvel. Rõnga läbimõõdu suurenemine kõigi ribide ühikturvete toimel on

$$2\Delta r = \frac{2r}{\alpha E F_r}$$

kus $\alpha = \frac{2\pi}{n}$ — ribidevaheline nurk,

n — kupli ribide üldarv,
F_r — rõnga ristlõikepindala.

Tingliku tõmmitsa pikenemine

$$\Delta l = \frac{2r}{EF_t}$$

Võrrutades nüüd vastavad paigutised, saame

$$F_t = \alpha F_r$$

Kupli telgsümmeetrilise koormuse korral võib seega ühte ribipaari arvutada nagu tõmbevööga kaart, mille tõmbevöö jäikus

$$EF_t = \alpha EF_r$$

Telgsümmeetrilisest erineva koormuseosa puhul tuleb arvestada koormamata kaarte takistavat mõju koormatud kaarte deformatsioonidele. Seejuures ei võeta tavaliselt arvesse ribide põiksuunalise paindejäikuse ega väändejäikuse mõju. Koormatud ja koormamata kaarte vahelised sidemed (joon. 139) asendame tundmatute sisejõududega kupli sümmeetriatasandis X ja Z. Viimaste määramiseks saame jõumeetodi kohaselt võrrandid

$$X\delta_{xx} + \delta_{px} = 0; \qquad Z\delta_{zz} + \delta_{pz} = 0$$

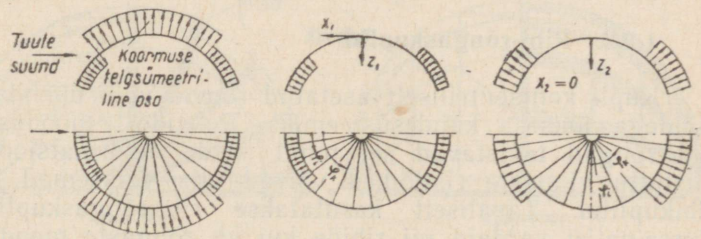
kus

$$\delta_{xx} = \int \frac{m_x^2\, ds}{EI} \left[\frac{1}{\sum_{i=1}^{m} \cos\varphi_i} - \frac{1}{\sum_{k=1}^{n} \cos\varphi_k} \right]$$

$$\delta_{zz} = \int \frac{m_z^2\, ds}{EI} \left(\frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

$$\delta_{px} = \int \frac{M_0 m_x\, ds}{EI \sum_{i=1}^{m} \cos\varphi_i}$$

$$\delta_{pz} = \int \frac{M_0 m_z\, ds}{EIm}$$



JOON. 139

φ_i — nurk sümmeetriatasandi ja i-nda koormatud kaare vahel,
φ_k — nurk sümmeetriatasandi ja k-nda koormamata kaare vahel,
m_X — paindemoment kaares koormusest $X = 1$,
m_Z — paindemoment kaares koormusest $Z = 1$,
m — koormatud kaarte arv,
n — koormamata kaarte arv.

Koormatud kaare lõplikud sisejõud saame avaldisest

$$M = M_0 + Xm_X + Zm_Z; \quad N = N_0 + Xn_X + Zn_Z$$

kus M_0, N_0 — kaare paindemoment ja normaaljõud ilma harjasidemeid arvestamata,
n_X, n_Z — kaare normaaljõud ühikkoormustest $X = 1$ ja $Z = 1$.

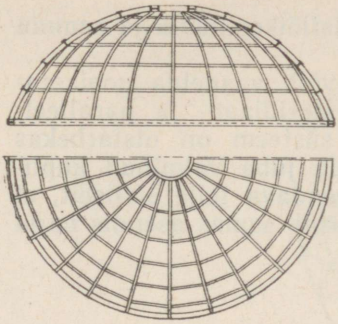
Koormamata kaartes on vastavalt

$$M = -(Xm_X - Zm_Z); \quad N = -(Xn_X + Zn_Z)$$

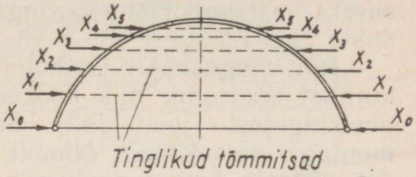
Nii näiteks tuleb kupli sisejõudude määramisel tuulekoormusest (joon. 139) eraldi vaadelda koormuse telgsümmeetrilist osa (vaakum kupli harjapiirkonnas) ning ülejäänud osa. Telgsümmeetrilise koormuse osas ei avaldu harjasidemete mõju ja kõikide kaarte (ribipaaride) sisejõud võib arvutada teistest sõltumatult. Koormuse ülejäänud osa on sümmeetriline xz-tasandi suhtes. Siin võib eraldi vaadelda kaaregruppide erinevaid koormusi, määrata vastavad sisejõud eeldusel, et teised kaared on koormamata, ning lõpuks vastavate kaarte sisejõud summeerida.

1.9.2. Ribi-rõngaskuplid

Kupli kontsentriliselt asetatud roovid võib ühendada ribidega ühiseks kandesüsteemiks. Roovidest moodustatud rõngad takistavad sel juhul ribide deformatsioone, mistõttu viimaste ristlõiked võivad olla väiksemad kui ribikuplitel. Tavaliselt kasutatakse ribi-rõngaskuplites täisseinalisi vardaid nii ribide kui ka rõngaste mooduştamiseks (joon. 140).



JOON. 140



JOON. 141

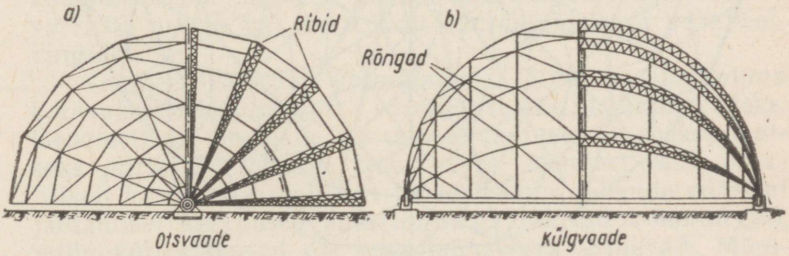
Ribi-rõngaskupli sisejõudude määramisel telgsümmeetrilisest koormusest võib vastamisi asetsevate ribide paari vaadelda kahe või kolme liigendiga kaarena (olenevalt ribide kinnitusest harjarõnga külge), millel on mitu (vastavalt rõngaste arvule) tinglikku tõmmitsat (joon. 141) ristlõikepindaladega

$$F_{ti} = \alpha F_{ri}$$

kus F_{ri} — i-nda rõnga ristlõikepindala,
α — ribidevaheline nurk.

Tõmmitsate sisejõud võib määrata jõumeetodil.

Ribi-rõngaskuplite telgsümmeetrilisest erineva koormuse korral on kõige otstarbekam kasutada pideva pinnaga kupli arvutusskeemi, võttes kupli redutseeritud pak-



JOON. 142

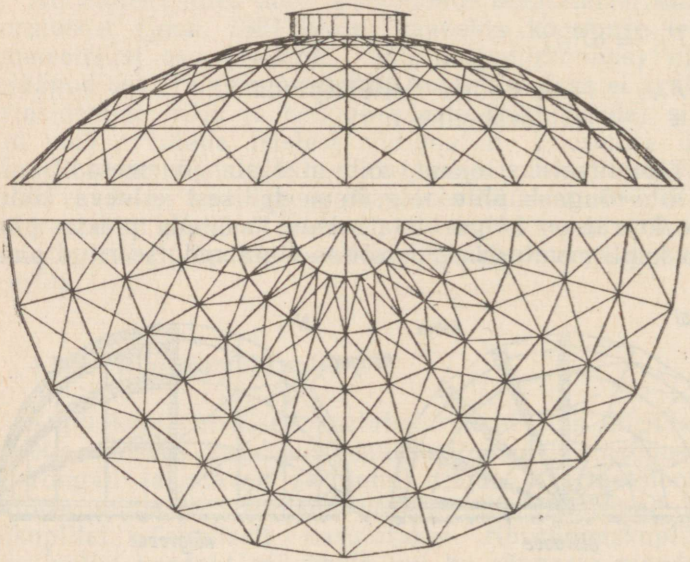
suseks vastavalt ribi või rõnga ristlõikepindala ja sammu suhte (vt. 1.9.3).

Ribi-rõngaskupli eritüübina võib vaadelda poolkerakujulist süsteemi, mis koosneb meridiaan- ja paralleelpoolringidest (joon. 142). See süsteem on otstarbekas montaaži seisukohalt. Nimelt võib juba valminud kupliosa pöörata ümber pooluseid ühendava telje selliselt, et järgmist sektsiooni saaks monteerida samas asendis nagu eelmistki.

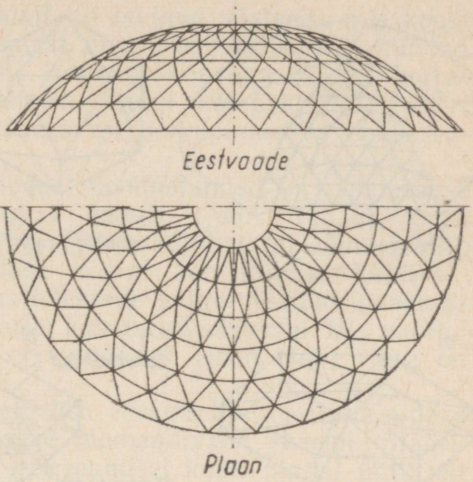
1.9.3. Võrkkuplid

Ribide ja rõngastega süsteemi edasiarendamisel võib jõuda kuplini, mis koosneb ribidest, rõngastest ja diagonaalidest. Vanimaks neist on *Schwedleri* kuppel, mida saab arvutada staatikaga määratud ruumilise sõrestikuna. Viimasel ajal kasutatakse peaasjalikult ristvõrguga diagonaale, mis töötavad ainult tõmbele (joon. 143).

Tavaline võrkkuppel (joon. 144) koosneb ainult hori-



JOON. 143



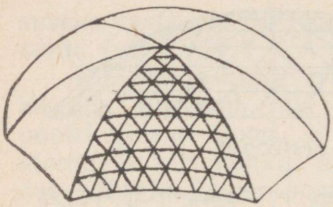
JOON. 144

sontaalrõngastest ja diagonaalidest. Iga vöö piirides on rõnga elemendid ja diagonaalid ühetüübilised ning moodustatakse enamasti alumiinium- või terastorudest. Selline võrkkuppel on staatikaga määratav juhul, kui horisontaalrõngad on jaotatud paarituarvuks paneelideks ning sõlmi võib vaadelda šarniirsetena.

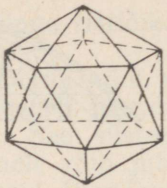
Lamellkuppel erineb võrkkuplist horisontaalrõngaste puudumisega. Seejuures ühendatakse omavahel lõikuvad vardad sõlmedes paindejäigalt.

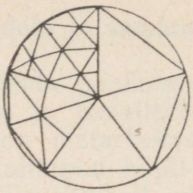
Kerapinna jaotamisel 6 sektoriks ning nende sektorite edasisel jaotamisel kolmnurkadeks saadakse võrkkuppel (joon. 145), mille varraste pikkused erinevad tühisel määral. Paljudel juhtudel saab seda erinevust kompenseerida sõlmede piires. Jaotuse aluseks võetakse varraste asetus kas kerapinna suurringidel või paralleelringidel.

Geodeetilise kupli kujundamisel lähtutakse kerapinna korrapärasest jaotusest võrdkülgseteks kolmnurkadeks. Geomeetriast on teada, et sellisel jaotusel on maksimaalseks piiriks 20-tahukas (joon. 146). Nendest saab praktiliselt kasutada ainult viit tahku. Nende tahkude edasisel jaotamisel kerapinna suurringidega tekivad kolmnurgad, mille küljepikkused on juba mõnevõrra erinevad. Mõnikord kasutatakse ka kuusnurkseid paneele.

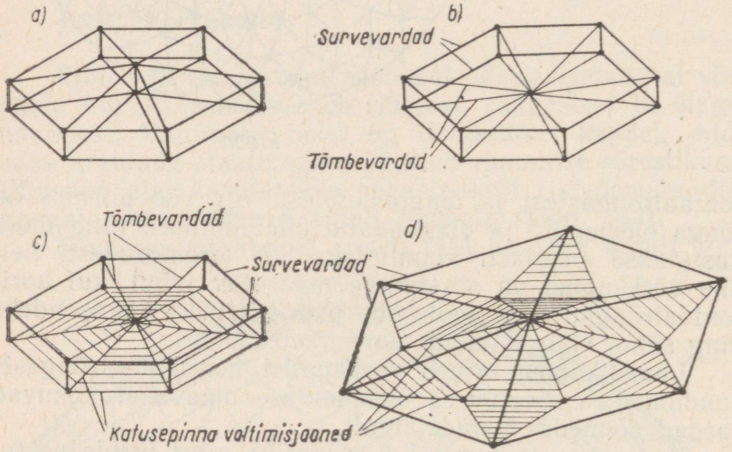


JOON. 145





JOON. 146



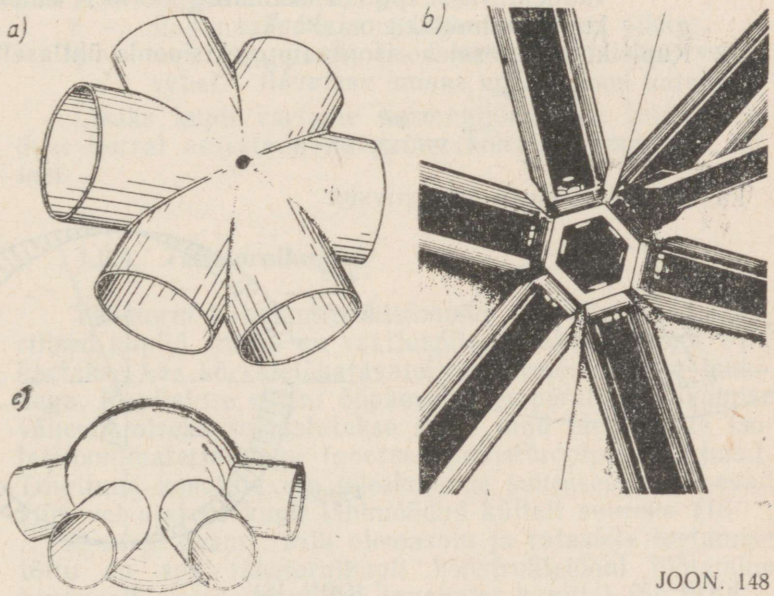
JOON. 147

Geodeetilise kupli variantidest on kõige enam levinud ameerika inseneri *Fulleri* poolt projekteeritud süsteemid. Esialgsest ühekihilisest varraskuplist on välja kujunenud kombineeritud süsteem, kus katteplaadid töötavad koos varrassüsteemiga. Nimelt ei ole suurte sillete korral varraskupli paneel küllalt stabiilne. Seetõttu tuleb ühekihiline kuppel moodustada suurema paindejäikusega varrastest. Ratsionaalsema lahenduse annab väiksema paindejäikusega varrastest moodustatud kahekordne süsteem (joon. 147, *a*). Survevarrastest kuusnurkne paneel võib olla pingestatud ka radiaalsete tõmbevarrastega

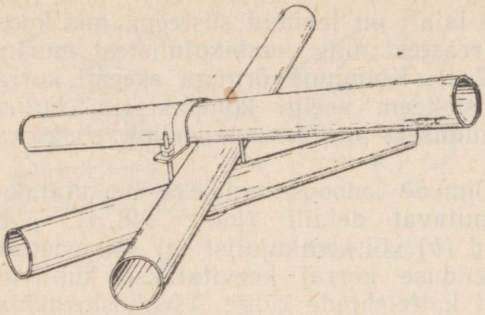
(joon. 147, *b*). Eriti laialt on levinud süsteem, mis koosneb ühest kihist varrastest ning rombikujulistest murtud lehtedest (joon. 147, *c*). Kolmnurkvõrguga skeemi korral (joon. 147, *d*) on süsteem veelgi kompaktsem. *Fulleri* kupli põhiliseks puuduseks on servapaneelide ebakorrapärane kuju.

Võrkkuplite sõlmede moodustamiseks kasutatakse toruristmikku meenutavat detaili (joon. 148, *a*), poltühendusele sobitatud (*b*) või kerakujulist (*c*) sõlmedetaili. Kombineeritud lahenduse korral keevitatakse kuplivarraste otsad vahetult kattelehtede külge. Tšehhoslovakkias on prof. *Ledereri* algatusel kasutatud süsteemi, kus vardad lõikuvad katkematult eri pindades (joon. 149) ning on ühendatud klambritega.

Arvutamisel vaadeldakse võrkkuplit tavaliselt pideva pinnana ning kasutatakse momendivaba skeemi. Sfäärilise kupli (joon. 150) koormamisel kupli pinnal ühtlaselt jaotatud koormusega (omakaal) saame tasakaaluvõrranditest



JOON. 148



JOON. 149

$$T_1 = \frac{-Rg}{1+\cos\alpha}$$

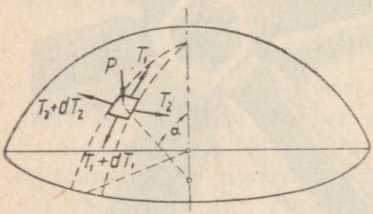
$$T_2 = \frac{Rg}{1+\cos\alpha}(\sin^2\alpha - \cos\alpha)$$

kus T_1 — kupli meridiaanisuunaline sisejõud,
T_2 — kupli horisontaalsuunaline sisejõud,
α — nurk kupli sümmeetriatelje ja sfääri tsentrist vaadeldavasse punkti suunatud vektori vahel,
g — kupli pinnaühiku omakaal.

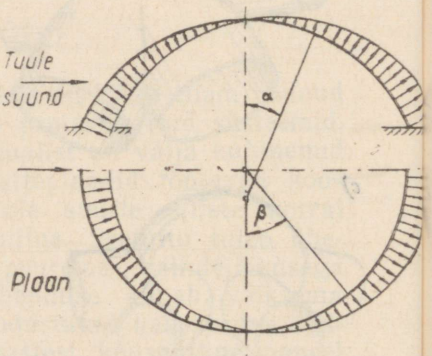
Kupli koormamisel horisontaalprojektsioonis ühtlaselt jaotatud koormusega saame vastavalt

$$T_1 = \frac{-pR}{2}; \qquad T_2 = \frac{pR}{2}\cos 2\alpha$$

kus p — koormuse intensiivsus.



JOON. 150



JOON. 151

Kupli kui pideva pinna arvutamisel tuulekoormusele loetakse viimase jaotus tavaliselt sinusoidaalseks (joon. 151):

$$q = q_0 \sin\alpha \sin\beta$$

Sellele vastavad sisejõud

$$T_1 = q_0 R \frac{\cos\alpha}{\sin^2\alpha}\left(\frac{2}{3} - \cos\alpha + \frac{1}{3}\cos^3\alpha\right)\sin\beta$$

$$T_2 = q_0 R\left[\sin\alpha - \frac{\cos\alpha}{\sin^3\alpha}\left(\frac{2}{3} - \cos\alpha + \frac{1}{3}\cos^3\alpha\right)\right]\sin\beta$$

Üleminekuks pideva pinna sisejõududelt kupli varraste sisejõududele tuleb võrrutada sisejõudude vastavad projektsioonid. Nii näiteks saame joonisel 144 kujutatud kupli korral

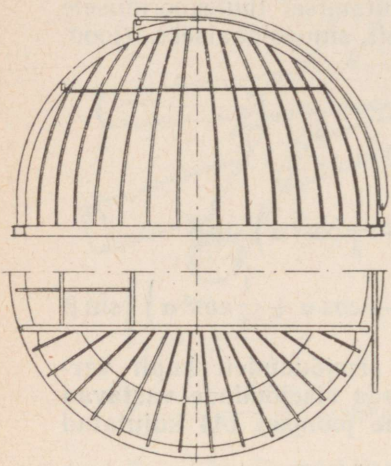
$$S_r = T_2 b; \qquad S_d = \frac{T_1 c}{\cos\varphi}$$

kus b — rõngaste vahekaugus,
c — diagonaali horisontaalprojektsiooni pikkus,
φ — nurk diagonaali ja vastava meridiaani suuna vahel.

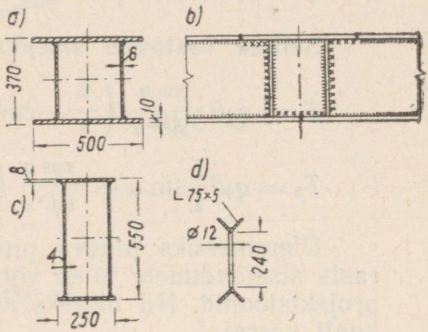
Lisaks kupli varraste normaaljõududele tuleb vajaduse korral arvestada ka painet kohaliku koormuse toimel.

1.9.4. Tähetornikuplid

Tähetorni kattekonstruktsiooniks on pööratavad sfäärilised kuplid, milles on vaatluspilu teleskoobi jaoks. Pilu kaetakse kas kõrvalelükatavate või ülestõstetavate luukidega. Kuplialuse ruumi ööpäevase temperatuurikõikumise vähendamiseks soojustatakse kupli pind efektiivsete isolatsioonimaterjalidega (poorsed polüstüroolplaadid jms.). Tingituna kasutatavate teleskoopide suurusest kujunevad viimasel ajal ka kupli läbimõõdud küllalt suureks (15 ... ... 40 m ja enam). Pilu olemasolu ja ratastele toetumise tõttu on aga tähetornikupli konstruktsiooni töötamine tunduvalt ebasoodsam kui tavalistel kuplitel.



JOON. 152



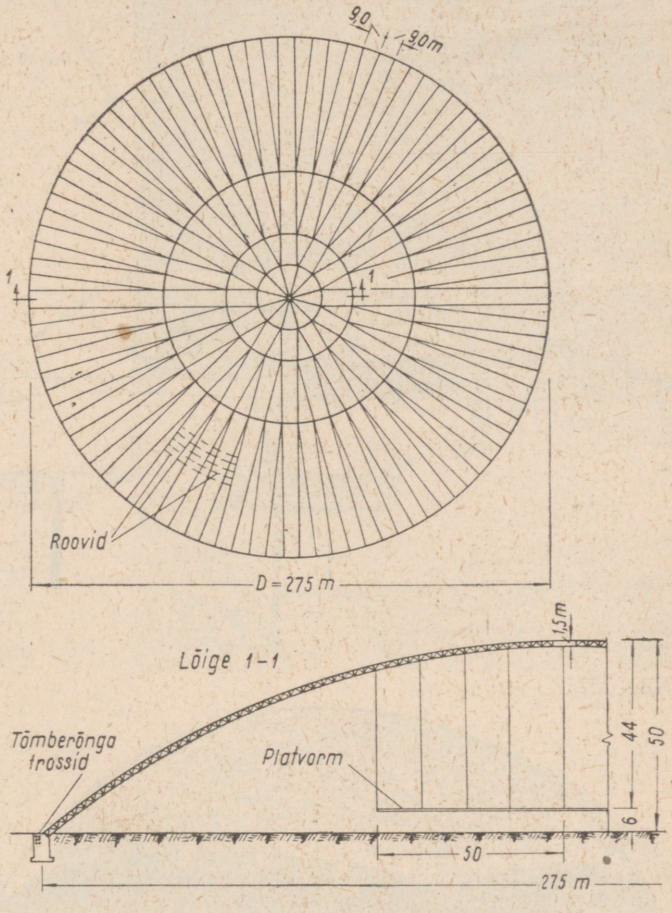
JOON. 153

Tavaliselt koosneb tähetornikupli skelett (joon. 152) alusrõngast, kahest peakaarest ning radiaalsetest ribidest. Peakaared on omavahel ühendatud ühes otsas umbes kolmandiku pikkuse ulatuses. Käesoleva teose autorite poolt projekteeritud Tõravere uue tähetorni kuplil on alusrõngas toetatud 12 rattale, millest 3 on jäigad, 6 vetruvad ning 3 vedavad ja ühtlasi vetruvad. Alusrõnga (joon. 153, *a*) ja peakaarte (joon. 153, *c*) ristlõiked on täisseinalised ning kinnise profiiliga. Alusrõngas koosneb kuuest montaažiühikust koos vahetükkidega (joon. 153, *b*), mis võimaldavad rõnga montaažiühendusi keevitada rõngast ümber pööramata. Kupli ribid on moodustatud kergete sõrestikena nurkraudadest vööde ja ümarrauast diagonaalidega. Katusekatteks on alumiiniumlehed (mark AMr6, paksus 2 mm), mis on kleebitud liimiga DFK poorsest polüstüroolist ($\gamma = 40$ kG/m^3, $\delta = 200$ mm) soojaisolatsiooniplaatide külge. Sisekatteks on hööveldatud ja lakiga kaetud lauad. Ribide moodustatud külmasilla mõju vähendamiseks on ribid ümbritsetud soojaisolatsiooniplokkidega. Nimetatud konstruktsioon on sobiv ka tavaliste kuplite puhul.

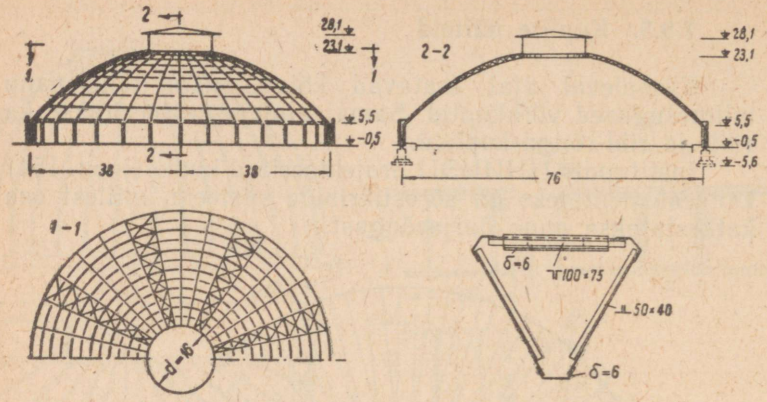
1.9.5. Kuplite näiteid

Käesoleval ajal äratavad kõige enam tähelepanu mitmesugused võrkkuplid. Samal ajal projekteeritakse ka ribi- ja ribi-rõngaskupleid.

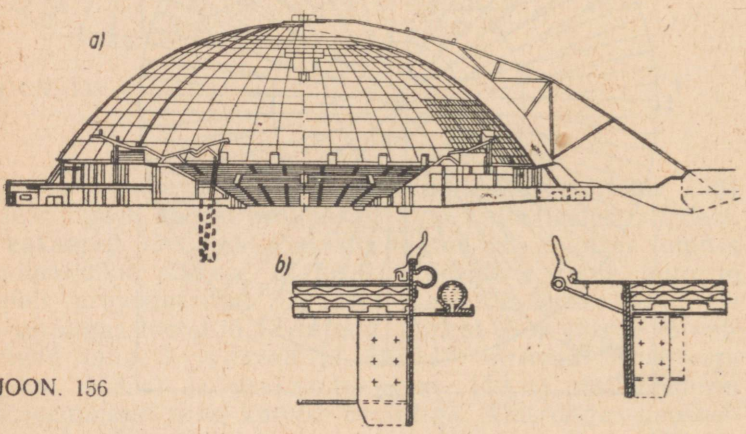
Instituudis ЦНИИЭП projekteeritud kupli (joon. 154) kandeelementideks on sõrestikribide süsteem, millest osa katkestatakse enne harjarõngast.



JOON. 154

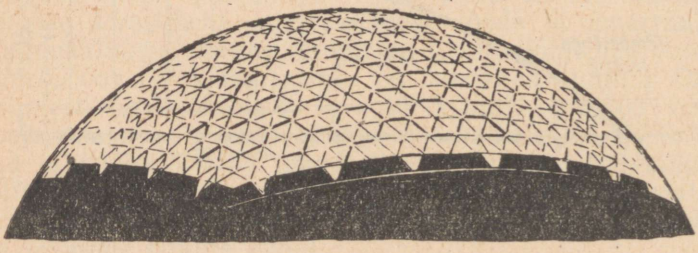


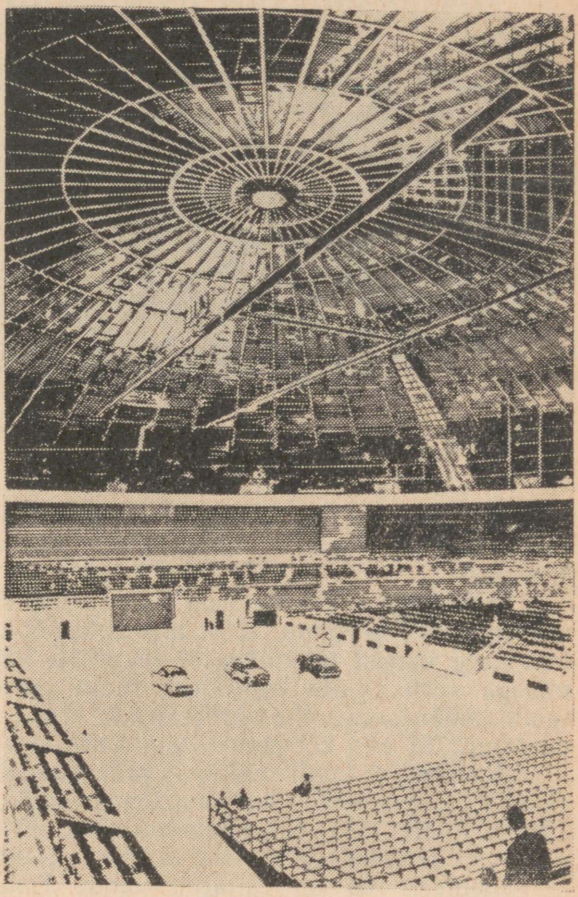
JOON. 155



JOON. 156

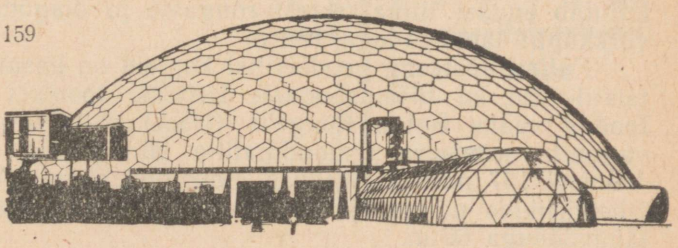
JOON. 157

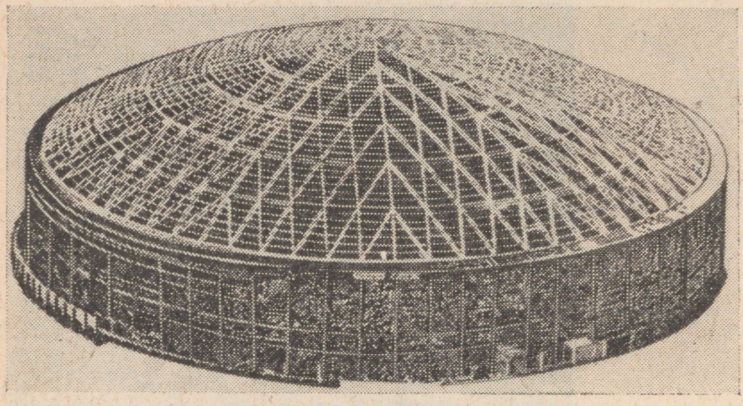




JOON. 158

JOON. 159





JOON. 160

Joonisel 155 on esitatud skeem ribi-rõngaskuplist, mille ribid ja rõngad on kujundatud kolmetahuliste sõrestikena.

Pittsburgh'is on ehitatud omapärane ribikuppel läbimõõduga 126 m (joon. 156), mis koosneb kahest liikumatust ning kuuest nihutatavast sektorist. Sektorite nihutamisega saab muuta kuplialuse ruumi vähemal või suuremal määral vabaõhu-amfiteatriks. Kupli ribid on moodustatud 762 mm kõrgustest laiaflanšilistest I-profiilidest.

Schwedleri kupli näitena võib vaadelda Charlotte'i (USA) massihalli kattekonstruktsiooni läbimõõduga 101 m (joon. 158). Selle täisseinaliste ribide ja rõngaste vahel on ristvõrk saledatest diagonaalidest.

Joonisel 160 on esitatud vaade Houstonis (USA) püstitatud sisestaadioni kattekonstruktsioonile. Viimane kujutab endast liitvarrastest rõngaste ja diagonaalidega võrkkuplit läbimõõduga 192 m.

Fulleri süsteemi geodeetilisi kupleid on kasutatud nii tsiviil- kui ka tööstushoonete katteks. Joonisel 159 on toodud vaade Baton Rouge'is (USA) ehitatud tsisternvagunite seisu- ja remondihallile läbimõõduga 115 m. Joonisel 157 näeme Moskvas, Sokolniki pargis Ameerika Ühendriikide näituse jaoks püstitatud geodeetilist kuplit läbimõõduga 60 m.

1.10. ORTOTROOPSED PÕIKKOORMUSEGA PLAADID

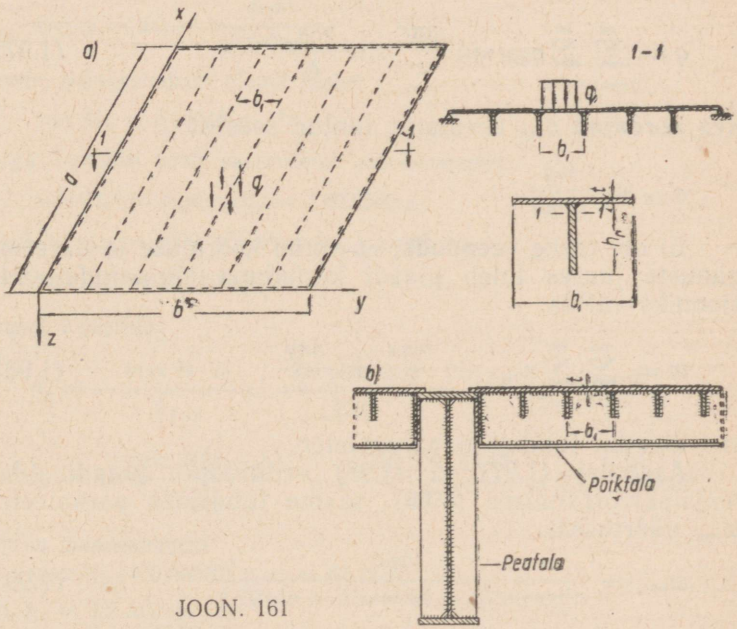
Sageli kasutatakse raskelt koormatud töölavade, metallsildade sõidutee jms. kujundamisel plaate, mille ühele küljele keevitatakse kindla sammuga asetatud ribid (joonis 161). Sellised nn. ortotroopsed plaadid erinevad töötamiselt isotroopseist plaatidest tunduvalt.

Juhul kui ribid paiknevad tihedalt, võib plaadi keskpinna läbipainde arvutada ilma suurema veata ortotroopse plaadi diferentsiaalvõrrandist

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y) \qquad (1.96)$$

kus $q(x, y)$ — põikkoormus,

$$D_x = \frac{EI_{I-I}}{b_1} + \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$



JOON. 161

$$D_y = \frac{EI_{2-2}}{a_1} + \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$H = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$$

I_{1-1}, I_{2-2} — T-profiili, mille vöö laius on a_1, b_1, inertsmoment.

Plaadi paindemomentide väärtused arvutame tuntud seostest:

$$M_x = -D_x\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)$$

$$M_y = -D_y\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)$$

Eeltoodud arvutusviisi illustreerimiseks vaatleme kontuurile vabalt toetatud ja ribidega jäigastatud plaati, mis on koormatud põikkoormusega q (joonis 161). Arendame koormuse q *Fourier'* ritta:

$$q = \sum_{m=1,n=1}^{\infty}\sum q_{mn}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b} \qquad (1.97)$$

Rea kordajad q_{mn} arvutame tuntud seosest

$$q_{mn} = \frac{16q}{\pi^2 mn}$$

Ei ole raske veenduda, et antud koormuse ja ääretingimuste juures tuleb plaadi keskpinna läbipaindefunktsiooniks valida

$$w = \sum_{m=1}^{\infty}\sum_{n=1}^{\infty} w_{mn}\sin\frac{m\pi x}{a}\sin\frac{n\pi y}{b} \qquad (1.98)$$

kus w_{mn} on tundmatu parameeter.

Asetades (1.97) ja (1.98) ortotroopse plaadi diferentsiaalvõrrandisse (1.96), saame tundmatu parameetri w_{mn} väärtuseks

$$w_{mn} = \frac{16qa^4}{\pi^6 mn(m^4 D_x + 2m^2n^2\alpha^2 H + n^4\alpha^4 D_y)} \qquad (1.99)$$

kus $\alpha = a/b$.

Paindemomendid

$$M_x = D_x \frac{\pi^2}{a^2} \sum\sum w_{mn} (m^2 + \mu\alpha^2 n^2) \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

$$M_y = D_y \frac{\pi^2}{a^2} \sum\sum w_{mn} (\mu m^2 + n^2\alpha^2) \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

Näide 1.4

Olgu plaat koormatud põikkoormusega $q = q_{11} \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b}$.

Plaadi külgede suhe $\alpha = a/b = 1$, $a = 4000$ mm, plaadi paksus $t = 10$ mm, ribide vahekaugus $b_1 = 1000$ mm, ribi kõrgus $h_2 = 200$ mm, ribi paksus $t_2 = 12$ mm, T-profiili inertsmoment nulljoone suhtes $I_{I-I} = 2933$ cm^4.

Plaadi jäikused:

$D_x = 29{,}42\,E$
$D_y = 0{,}0917\,E$
$H = 0{,}0917\,E$

Asetades arvutatud jäikused w avaldisse, saame:

$$\max w = w_{11} = \frac{q_{11} a^4}{29{,}697\pi^4 E}$$

Suurim paindemoment plaadi keskel

$$\max M_x = 0{,}100469 q_{11} a^2$$

Seega T-profiili poolt vastuvõetav paindemoment

$$\max M_x' = b_1 \max M_x = 1\,607\,500\, q_{11}$$

Juhul kui $q_{11} = 2000$ kG/m^2 $= 0{,}2$ kG/cm^2, on

$$\max M_x' = 321\,500 \text{ kGcm}$$

Pinged T-profiilis

$$\sigma_{\ddot{u}} = -\frac{\max M \cdot z_0}{I_{I-I}} = \frac{321\,500 \cdot 2{,}53}{2933} = -277{,}3 \text{ kG/cm}^2$$

$$\sigma_a = +\frac{\max M (h - z_0)}{I_{I-I}} = +\frac{321\,500 \cdot 18{,}47}{2933} = 2024 \text{ kG/cm}^2$$

Suurim paindemoment

$$\max M_y = 0{,}000407\, q_{11} a^2 = 65{,}12 q_{11}$$

Kui $q_{11} = 0{,}2$ kG/cm^2, on

$$\max M_y = 13{,}02 \text{ kGcm/cm}$$

Nagu eeltoodust selgub, on plaadi arvutus suhteliselt lihtne, kui plaat toetub vabalt jäigale kontuurile. Tunduvalt keerukamaks muutub aga ülesande lahendamine, kui näiteks plaadi kaks vastastikku asetsevat serva on vabalt toetatud, ülejäänud kas jäigalt kinnitatud, täiesti vabad või ühendatud ääretaladega. Antud juhul tuleb leida selline plaadi keskpinna läbipaindefunktsioon, mis rahuldab üheaegselt nii plaadi tasakaaluvõrrandit (1.96) kui ka etteantud ääretingimusi. Sellise ülesande lahendamisel on kohane kasutada *Maurice Lévy* meetodit. Peatume lähemalt sellise ülesande lahendamise juures. Olgu plaat koormatud põikkoormusega $q(x, y)$. Arendame koormuse *Fourier'* ritta:

$$q = \sum_{m=1}^{\infty} q_m \sin \frac{m\pi x}{a}$$

kus $q_m = \frac{4}{\pi} \frac{q}{m}$

Silmas pidades koormust ja ääretingimusi, aproksimeerime plaadi keskpinna läbipaindefunktsiooni kujul

$$w = \sum_{m=1}^{\infty} Y_m(y) \sin \frac{m\pi x}{a} \tag{1.100}$$

Paigutades avaldised w ja q diferentsiaalvõrrandisse (1.96), saame funktsioonide $Y_m(y)$ määramiseks võrrandid

$$D_x \frac{m^4\pi^4}{a^4} Y_m - 2H \frac{m^2\pi^2}{a^2} Y_m^{II} + D_y Y_m^{IV} = q_m \tag{1.101}$$

Selle võrrandi lahend koosneb kahest osast: erilahendist ja täiendusfunktsioonist

$$Y_m = Y_{m(e)} + Y_{m(t)}$$

Antud koormuse juures on võrrandil (1.101) erilahend

$$Y_{m(e)} = \frac{a^4 q_m}{m^4\pi^4 D_x}$$

Olenevalt $H^2 \gtrless D_x D_y$ väärtustest saame järgmised täiendusfunktsioonid:

1) $H^2 > D_x D_y$; $\alpha = \frac{H}{\sqrt{D_x D_y}}$; $\beta = \frac{H}{D_y}$

$$Y_{m(t)} = \sum_{m=1}^{\infty} (A_m \operatorname{sh} r_1 y + B_m \operatorname{ch} r_1 y + C_m \operatorname{sh} r_2 y + D_m \operatorname{ch} r_2 y) \sin \frac{m\pi x}{a} \tag{1.102}$$

kus

$$r_1 = \lambda \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^{1/2} [\alpha + (\alpha - 1)^{1/2}]^{1/2}$$

$$r_2 = \lambda \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^{1/2} [\alpha - (\alpha - 1)^{1/2}]^{1/2}$$

2) $H^2 = D_x D_y$

Sel puhul on

$$Y_{m(t)} = \sum_{m=1}^{\infty} \left(A_m \operatorname{sh} r_1 y + B_m \frac{m\pi}{a} y \operatorname{sh} r_1 y + C_m \operatorname{ch} r_1 y + D_m \frac{m\pi}{a} y \operatorname{ch} r_1 y \right) \sin \frac{m\pi x}{a} \tag{1.103}$$

kus $r_1 = \frac{m\pi}{a} \left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^{1/2}$

3) $H^2 < D_x D_y$

$$Y_{m(t)} = \sum_{m=1}^{\infty} (A_m \operatorname{ch} \varphi y \cos \psi y + B_m \operatorname{ch} \varphi y \sin \psi y + C_m \operatorname{sh} \varphi y \cos \psi y + D_m \operatorname{sh} \varphi y \sin \psi y) \sin \frac{m\pi x}{a} \tag{1.104}$$

kus

$$\varphi = \frac{m\pi}{a} \left[\left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^{1/2} \left(\frac{1+\alpha}{2}\right)^{1/2} \right]$$

$$\psi = \frac{m\pi}{a} \left[\left(\frac{\beta}{\alpha}\right)^{1/2} \left(\frac{1-\alpha}{2}\right)^{1/2} \right]$$

Täiendusfunktsiooni tundmatud kordajad määrame ääretingimustest.

Juhul kui ribide vahekaugus on suur, ei anna eeltoodud arvutusmeetod kaugeltki õiget ettekujutust plaadi läbipaindumisest ja pingeolukorrast.

Peatume seetõttu ribidega jäigastatud plaadi korrektsel arvutamisel ja illustreerime saadud tulemusi näidetega.

Joonisel 162 on esitatud kontuurile vabalt toetatud plaat, mille ühele küljele on keevitatud kolm ribi. Olgu plaat esmalt koormatud põikkoormusega

$$q = \sum_{m=1}^{\infty} q_m \sin \frac{m\pi y}{b} \tag{1.105}$$

Juhul kui plaat on ühtlaselt koormatud koormusega, mille intensiivsus on q_0, arvutame koormusrea kordajad (kui *Fourier'* rea kordajad) tuntud seosest

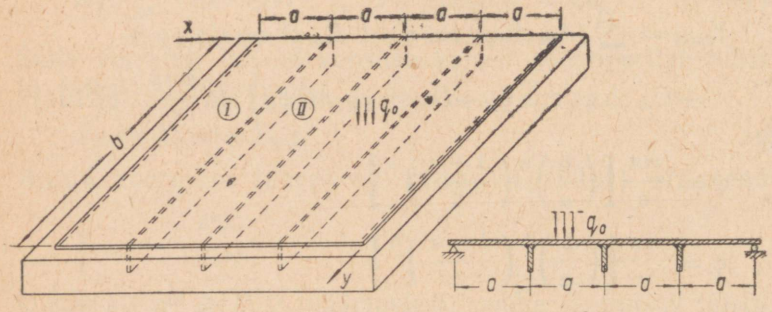
$$q_m = \frac{2}{b} \int_0^b q_0 \sin \frac{m\pi y}{b} \, dy = [1 - (-1)^m] \frac{2q_0}{m\pi}$$

Nii saame

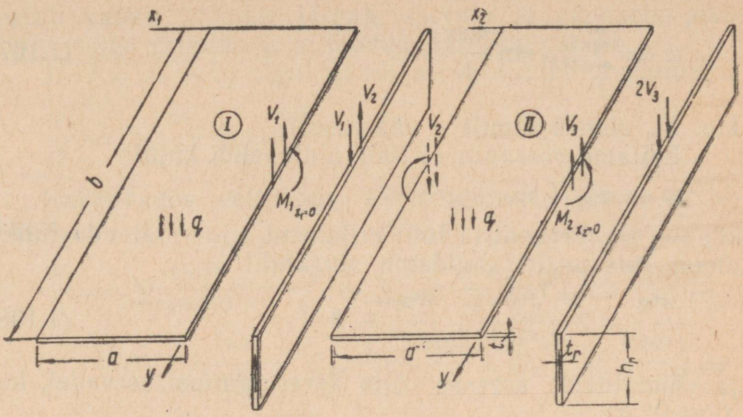
$m = 1;$ $\quad q_1 = \frac{4q_0}{\pi}$

$m = 3;$ $\quad q_3 = \frac{4q_0}{3\pi}$

$m = 5;$ $\quad q_5 = \frac{4q_0}{5\pi}$ jne.



JOON. 162



JOON. 163

Arvutuste lihtsustamiseks piirdume siin ainult koormusrea esimese liikmega

$$q = q_1 \sin\frac{\pi y}{b} = \frac{4q_0}{\pi} \sin\frac{\pi y}{b}$$

Lahutame nüüd joonisel 162 kujutatud konstruktsiooni üksikuteks plaatideks ja ribideks ning arvutame neid kui omaette konstruktsioonielemente, millele mõjuvad peale antud koormuse veel tundmatud lõikejõud. Viimased määrame nn. kontaktitingimustest.

Plaat *I* toetub vabalt kolmele jäigale servale ja elastsele pikiribile ning on koormatud põikkoormusega (joon. 163)

$$q = q_1 \sin\frac{\pi y}{b}$$

Kasutame plaadi arvutamiseks isotroopse plaadi diferentsiaalvõrrandit

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D} \qquad (1.106)$$

Silmas pidades koormusfunktsiooni ja ääretingimusi, valime plaadi läbipaindefunktsiooniks

$$w = \sum_{1}^{\infty} X_m \sin \frac{m\pi y}{b} \tag{1.107}$$

kus X_m oleneb ainult x väärtusest.

Esitame võrrandi (1.106) üldlahendi kujul

$$w = w_{01} + w_{11}$$

kus ω_{01} on võrrandi (1.106) erilahend, ω_{11} — täiendusfunktsioon, mis peab rahuldama võrrandit

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = 0 \tag{1.108}$$

ja võimaldama arvesse võtta ääretingimusi servadel, kus $x_1 = 0;\ a$.

Antud koormuse juures on kohane valida erilahendiks funktsioon

$$w_0 = \sum_{m=1,3,5}^{\infty} w_{0m} \sin \frac{m\pi y}{b} = w_{01} \sin \frac{\pi y}{b} + \dots \tag{1.109}$$

Asetades (1.109) ja (1.105) võrrandisse (1.106) ning võrreldes funktsioonide ees olevaid kordajaid, saame

$$w_{0m} = \frac{b^4 q_m}{m^4 \pi^4 D}$$

Piirdudes ainult koormusrea esimese liikmega, saame

$$w_{01} = \frac{b^4 q_1}{\pi^4 D}$$

Sisult kujutab erilahend plaadiriba keskkoha läbipainet.

Täiendusfunktsiooni w_{11}, mis peab rahuldama võrrandit (1.108), valime kujul

$$w_{11} = \sum_{m=1}^{\infty} \left(A_{1m} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} + B_{1m} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} + C_{1m} x \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} + \right.$$

$$\left. + D_{1m} x \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} \right) \sin \frac{m\pi y}{b} \tag{1.110}$$

w_{11} avaldises esinevad tundmatud kordajad A_{1m}, B_{1m}, C_{1m}, D_{1m} määrame ääretingimustest. Antud juhul, kus plaat

toetub vabalt kolmele jäigale servale ja elastsele pikiribile, tuleb rahuldada alltoodud ääretingimused.

1. Kui $x_1 = 0$, olgu plaadi serva suhteline läbipaine

$$\frac{w_1}{b} = \sum \frac{w_{1m}}{b} \sin \frac{m\pi y}{b}$$

Rakendades eeltoodud ääretingimust, saame avaldisest

$$\frac{w_1}{b} = \sum \frac{q_m b^3}{m^4\pi^4 D} \sin \frac{m\pi y}{b} + \sum \sin \frac{m\pi y}{b} \left(A'_{1m} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} + \right.$$

$$\left. + B'_{1m} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} + C_{1m} \frac{x}{b} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} + D_m \frac{x}{b} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} \right) =$$

$$= \sum \frac{w_{1m}}{b} \sin \frac{m\pi y}{b} \qquad (1.111)$$

kui $x_1 = 0$, esimese võrrandi kordajate A_{1m} määramiseks:

$$\frac{A_{1m}}{b} = A'_{1m} = \frac{w_{1m}}{b} - q_m^* \qquad (1.112)$$

kus $q_m^* = \dfrac{b^3 q_m}{m^4\pi^4 D}$ — tuntud koormusparameeter,

$\dfrac{w_{1m}}{b} = w'_{1m}$ — plaadi serva keskkoha suhteline läbipaine, esialgu veel tundmatu suurus.

Juhul kui plaat I on koormamata, on $q_m = 0$.

2. Kui $x_1 = 0$, olgu plaadi serva pöördenurk φ avaldatud kujul

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \sum_{m=1}^{\infty} m\pi \sin \frac{m\pi y}{b} \left[A'_{1m} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} + B'_{1m} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} + \right.$$

$$+ C_{1m} \left(\frac{x}{b} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} + \frac{1}{m\pi} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} \right) +$$

$$\left. + D_{1m} \left(\frac{x}{b} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} + \frac{1}{m\pi} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} \right) \right] =$$

$$= \sum_{m=1}^{\infty} \varphi_{1m} \sin \frac{m\pi y}{b}$$

kust saame võrrandi

$$B'_{1m} m\pi + C_{1m} = \varphi_{1m} \tag{1.113}$$

3. Kui $x_1 = a$, on plaadi serval läbipaine null. Sellest tingimusest saame võrrandi

$$A'_{1m} \operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b} + B'_{1m} \operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} + C_{1m}\frac{a}{b}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b} + D_{1m}\frac{a}{b}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} = -\overset{*}{q}_m \tag{1.114}$$

4. Kui $x_1 = a$, on plaadi serva paindemoment $M_x = 0$ (vaba toetus).

Nii saame avaldisest

$$M_x = \sum -\frac{\pi^2}{b}(1-\mu)m^2 D \sin\frac{m\pi y}{b}\left\{\left[A'_{1m}\operatorname{ch}\frac{m\pi x}{b} + B'_{1m}\operatorname{sh}\frac{m\pi x}{b} + C_{1m}\left(\frac{x}{b}\operatorname{ch}\frac{m\pi x}{b} + \frac{2}{m\pi(1-\mu)}\operatorname{sh}\frac{m\pi x}{b}\right) + D_{1m}\left(\frac{x}{b}\operatorname{sh}\frac{m\pi x}{b} + \frac{2}{m\pi(1-\mu)}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b}\right)\right] - \frac{\mu}{1-\mu}\overset{*}{q}_m\right\}$$

võrrandi

$$A'_{1m}\operatorname{ch} m\pi\frac{a}{b} + B'_{1m}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} + C_{1m}\left(\frac{a}{b}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b} + \frac{2}{m\pi(1-\mu)}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b}\right) + D_{1m}\left(\frac{a}{b}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} + \frac{2}{m\pi(1-\mu)}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b}\right) = \frac{\mu}{1-\mu}\overset{*}{q}_m \tag{1.115}$$

kus $D = \dfrac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$

Oleme saanud 4 võrrandit kordajate A'_{1m}, B'_{1m}, C_{1m}, D_{1m} määramiseks.

Plaat *II* toetub vabalt jäigale servale ja kahele elastsele ribile. Analoogiliselt *I* plaadiga tuletame ka siin võrrandid kordajate $A'_{2m}, \ldots, D_{2m}$ määramiseks.

1. Kui $x_2 = 0$, siis olgu $\frac{w_2}{b} = \sum w'_{2m} \sin \frac{m\pi y}{b}$

Sellisest tingimusest saame esimese võrrandi kujul

$$A'_{2m} = w'_{2m} - q^*_m \tag{1.116}$$

2. Kui $x_2 = 0$, on $\left(\frac{\partial w_2}{\partial x}\right) = 0$ (koormus asetseb keskmise ribi suhtes sümmeetriliselt).

Realiseerides selle ääretingimuse, saame teise võrrandi kujul

$$B'_{2m} m\pi + C_{2m} = 0 \tag{1.117}$$

3. Kui $x_2 = a$, olgu $\frac{w_2}{b} = \sum w'_{2m} \sin \frac{m\pi y}{b}$.

Asetades eeltoodu w_2/b avaldisse, saame kolmanda võrrandi kujul

$$A'_{2m} \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{b} + B'_{2m} \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{b} + C_{2m} \frac{a}{b} \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{b} +$$

$$+ D_{2m} \frac{a}{b} \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{b} = w'_{1m} - q^*_m \tag{1.118}$$

4. Tingimusest: kui $x_2 = a$, on $\frac{\partial w_2}{\partial x} = \frac{\partial w_1}{\partial x} = \varphi_{1m}$, saame neljanda võrrandi kujul

$$A'_{2m} \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{b} + B'_{2m} \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{b} +$$

$$+ C_{2m} \left(\frac{a}{b} \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{b} + \frac{1}{m\pi} \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{b} \right) +$$

$$+ D_{2m} \left(\frac{a}{b} \operatorname{ch} m\pi \frac{a}{b} + \frac{1}{m\pi} \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{b} \right) = \frac{\varphi_{1m}}{m\pi} \tag{1.119}$$

Nii oleme saanud ka siin neli võrrandit tundmatute A'_{2m}, B'_{2m}, C_{2m} ja D_{2m} määramiseks.

Kolmanda sammuna tuletame nüüd võrrandisüsteemi tundmatute parameetrite w'_{1m}, w'_{2m} ja φ_{1m} määramiseks.

Vaatleme esmalt lihtsustatud juhtu, kus plaat ei ole ribiga nihkekindlalt ühendatud. Sel juhul peavad olema rahuldatud järgmised kontaktitingimused:

a) ribi läbipaine võrdub plaadi läbipaindega,

b) ribi kohal, kus kaks plaati ühendatakse kontaktjõududega, on

$$M_{1x_1} = M_{2x_2}$$

Seejuures on oletatud, et ribi on moodustatud lahtisest profiilist, mille väändejäikust ei arvestata.

Joonisel 163 on toodud plaadi arvutusskeem ja koormused.

Esimene ribi saab koormuse kahelt plaadilt:

esimeselt plaadilt

$$V_{1;x_1=0} = -D\left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2-\mu)\frac{\partial^3 w}{\partial x\,\partial y^2}\right] =$$

$$= \sum_{m=1}^{\infty} \frac{Dm^3\pi^3(1-\mu)}{b^2}\left[B'_{1m} - \right.$$

$$\left. - \frac{1+\mu}{m\pi(1-\mu)} C_{1m}\right] \sin\frac{m\pi y}{b} =$$

$$= \sum_{m=1}^{\infty} V'_{1x} \sin\frac{m\pi y}{b} \qquad (1.120)$$

teiselt plaadilt

$$V_{2;x_2=a} = +\sum_{m=1}^{\infty} \frac{Dm^3\pi^3(1-\mu)}{b^2}\left[A'_{2m}\,\mathrm{sh}\frac{m\pi a}{b} + \right.$$

$$+ B'_{2m}\,\mathrm{ch}\frac{m\pi a}{b} + C_{2m}\left(\frac{a}{b}\,\mathrm{sh}\frac{m\pi a}{b} - \right.$$

$$\left. - \frac{1+\mu}{m\pi(1-\mu)}\,\mathrm{ch}\frac{m\pi a}{b}\right) + D_{2m}\left(\frac{a}{b}\,\mathrm{ch}\frac{m\pi a}{b} - \right.$$

$$\left.\left. - \frac{1+\mu}{m\pi(1-\mu)}\,\mathrm{sh}\frac{m\pi a}{b}\right)\right] \sin\frac{m\pi y}{b} =$$

$$= \sum_{m=1}^{\infty} V'_{2x} \sin\frac{m\pi y}{b} \qquad (1.121)$$

Asetades tuntud avaldisse

$$\left(EI_r \frac{\partial^4 w_1}{\partial x_1^4}\right)_{x_1=0} = V_1 - V_2 \tag{1.122}$$

V_1, V_2 ja w_1 asemele eeltoodud väärtused, saame

$$\frac{b^3}{EI_r\pi^4}(V_1 - V_2) = \frac{w_{1m}}{b} = w'_{1m} \tag{1.123}$$

Analoogilise võrrandi saame teise ribi kohta:

$$\frac{2b^3}{EI_r\pi^4} V_{3;x_2=0} = \frac{w_{2m}}{b} = w'_{2m} \tag{1.124}$$

kus $V_{3;x_2=0} = \sum \frac{Dm^3\pi^3}{b^2}\left[B'_{2m} - \frac{1+\mu}{m\pi(1-\mu)} C_{2m}\right] = \sum V_3$

Kolmanda võrrandi w'_{1m}, w'_{2m} ja φ_{1m} määramiseks tuletame kontaktitingimusest

$$(M_{1x_1})_{x_1=0} = (M_{2x_2})_{x_2=a}$$

Sellest tingimusest saame

$$A'_{1m} + \frac{2}{m\pi(1-\mu)} D_{1m} = A'_{2m} \operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b} + B'_{2m} \operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} +$$
$$+ C_{2m}\left(\frac{a}{b}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b} + \frac{2}{m\pi(1-\mu)}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b}\right) +$$
$$+ D_{2m}\left(\frac{a}{b}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} + \frac{2}{m\pi(1-\mu)}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b}\right) \tag{1.125}$$

Nagu eeltoodust selgub, määrame kolmandast võrrandigrupist ribide suhtelised läbipainded ja pöördenurgad. Edasi ei valmista plaadi läbipainete ja paindepingete arvutamine nimetamisväärset raskust. Illustreerime toodud arvutusmeetodit numbrilise näitega.

Näide 1.5

Joonisel 162 on kujutatud põikkoormusega koormatud ruutplaat, mille külje pikkus on 4 m. Plaat, mis servadel vabalt toetub jäigale kontuurile, on jäigastatud kolme ribiga ja koormatud põikkoormusega

$$q = q_1 \sin\frac{\pi y}{b}$$

x-suunas on koormus ühtlaselt jaotatud.

Ribide vahekaugus $a = b/4 = 1{,}0$ m. Olgu ribi moodustatud ribaterasest, mille kõrgus $h_r = 200$ mm, paksus $t_r = 12$ mm. Plaadi paksuseks on valitud 10 mm. Ribi ei ole plaadiga nihkekindlalt ühendatud.

Rakendades eeltoodud avaldisi, saame järgmised kolm võrrandisüsteemi ja nende lahendid.

Tabel 1.8

I võrrandisüsteem (I plaat)

Jrk. nr.	A'_{11}	B'_{11}	C_1	D_1	vabaliige
1	1,0001	—	—	—	$w'_{11} - q_1^*$
2	—	3,1415927	1,0000	—	$1{,}0000\,\varphi_{11}$
3	1,32461	0,86867	0,331155	0,2171675	$-1{,}0000\,q_1^*$
4	1,32461	0,86867	1,1211729	1,42184	$0{,}4285715\,q_1^*$

Tabel 1.9

I võrrandisüsteemi lahend

	w'_{11}	φ_{11}	q_1^*
$A'_{11} =$	1,00000	—	—1,0000
$B'_{11} =$	—4,80385	—0,68447	0,243322
$C_{11} =$	15,09175	3,15033	—0,76442
$D_{11} =$	—9,897063	—2,06596	1,687100

Tabel 1.10

II võrrandisüsteem (II plaat)

Jrk. nr.	A'_{21}	B'_{21}	C_{21}	D_{21}	vabaliige
1	1,0000	—	—	—	$w'_{21} - q_1^*$
2	—	3,1415927	1,0000	—	—
3	1,32461	0,86867	0,331155	0,2171675	$w'_{11} - 1{,}000 q_1^*$
4	0,86867	1,32461	0,638804	0,607658	$0{,}31831\,\varphi_{11}$

Tabel 1.11

II võrrandisüsteemi lahend

	w'_{11}	w'_{21}	φ_{11}	q_1^*
$A'_{21} =$	—	1,0000	—	—1,0000
$B'_{21} =$	13,860274	—14,05657	—1,57651	0,196276
$C_{21} =$	—43,54332	44,16001	+4,9531	—0.61662
$D_{21} =$	15,56169	—17,211595	—1,246455	+1,64991

III võrrandisüsteem

Asetades leitud kordajad A'_{11}, V_1, V_2 ja V_3 avaldistesse, saame:

$$V_1 = \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2}(-13{,}72529w'_{11} - 2{,}54677\varphi_{11} + 0{,}695206q_1^*)$$

$$V_2 = \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2}(40{,}16158w'_{11} - 39{,}60108w'_{21} - 4{,}6637\varphi_{11} - 0{,}5607q_1^*)$$

$$V_3 = \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2}(39{,}60077w'_{11} - 40{,}16163w'_{21} - 4{,}5044\varphi_{11} + 0{,}54076q^*)$$

Edasi leiame järgmised kontaktivõrrandid:

$$\left(-1{,}10046\frac{bt^3}{I_r} - 1\right)w'_{11} + 0{,}8086\frac{bt^3}{I_r}w'_{21} + 0{,}04320\frac{bt^3}{I_r}\varphi_{11} = -0{,}025648\frac{bt^3}{I_r}q_1^*$$

$$1{,}61729\frac{bt^3}{I_r}w'_{11} - \left(1{,}6402\frac{bt^3}{I_r} + 1\right)w'_{21} - 0{,}183959\frac{bt^3}{I_r}\varphi_{11} = -0{,}0229143\frac{bt^3}{I_r}q_1^*$$

$$6{,}644w'_{11} - 14{,}1535w'_{21} - 4{,}2901\varphi_{11} = -0{,}033796q_1^*$$

Antud juhul on

$$\frac{bt^3}{I_r} = \frac{400 \cdot 1}{800} = 0{,}5$$

Asetades $\frac{bt^3}{I_r} = 0{,}5$ võrrandisüsteemi ja lahendades viimase, saame:

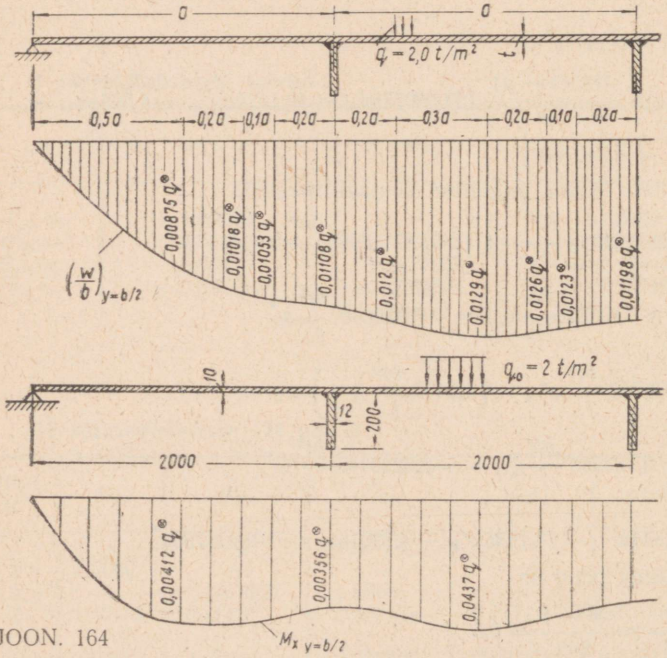
$$w'_{11} = 0{,}0110882 q_1^* = \frac{\max w_1}{b}$$

$$w'_{21} = 0{,}0119833 q_1^* = \frac{\max w_2}{b}$$

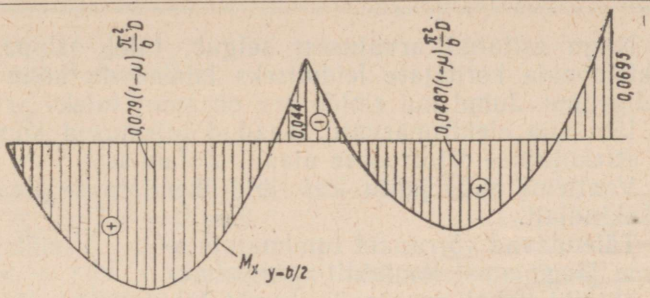
$$\varphi_{11} = -0{,}0143425 q_1^*$$

Suurim läbipaine keskmise ribi keskkohal

$$\max w_{21} = \frac{0{,}0119833 \cdot 12(1-\mu^2)}{\pi^4} \frac{q_1 b^4}{Et^3} = 0{,}001327 \frac{q_1 b^4}{Et^3}$$



JOON. 164



JOON. 165

Näiteks, kui $q_1 = 2000$ kG/m$^2 = 0{,}2$ kG/cm^2, on

$$\max w_{21} = \frac{0{,}001327 \cdot 0{,}2 \cdot 256 \cdot 10^2}{2{,}1} = 3{,}23 \text{ cm}$$

Edasi arvutame plaadi läbipaindefunktsiooni kordajad:

I plaat $A'_{11} = -0{,}9889118 q_1^*$
$B'_{11} = 0{,}199873 q_1^*$
$C_{11} = -0{,}6422633 q_1^*$
$D_{11} = 1{,}60699 q_1^*$

II plaat $A'_{21} = -0{,}9880167 q_1^*$
$B'_{21} = +0{,}2041279 q_1^*$
$C_{21} = -0{,}641293 q_1^*$
$D_{21} = 1{,}634086 q_1^*$

Joonisel 164 on toodud plaadi läbipainde w/b ja M_x epüürid lõikes, kus $y = b/2$.

Nagu jooniselt 164 näeme, on läbipaine suurim mitte plaadi keskel, vaid I ja II ribi vahel. Samuti tekib suurim paindemoment I väljas.

Juhul kui elastsed ribid asendada jäikade tugedega, on ribi kohal plaadi läbipaine null. Sel juhul on $w'_{11} = w'_{21} = 0$ ja esimese ribi kohal oleva plaadi pöördenurga arvutame võrrandist

$$-4{,}29\varphi_{11} = -0{,}033796 q^*$$

Nii saame

$$\varphi_{11} = 0{,}0078778 q_1^*$$

Plaadi $(M_x)_{y=b/2}$ epüür on toodud joonisel 165.

Nagu esitatud arvutusest selgub, tuleb läbipaindefunktsioonide kordajate leidmiseks lahendada kolm võrrandigruppi. Juhul kui ribide arv on suur, tuleks arvutused läbi viia elektronarvutil. Saadud tulemused annavad hea ettekujutuse ortotroopse plaadi töötamisest.

Vaatleme nüüd juhtu, kus ribid ühendatakse plaadiga nihkekindlalt.

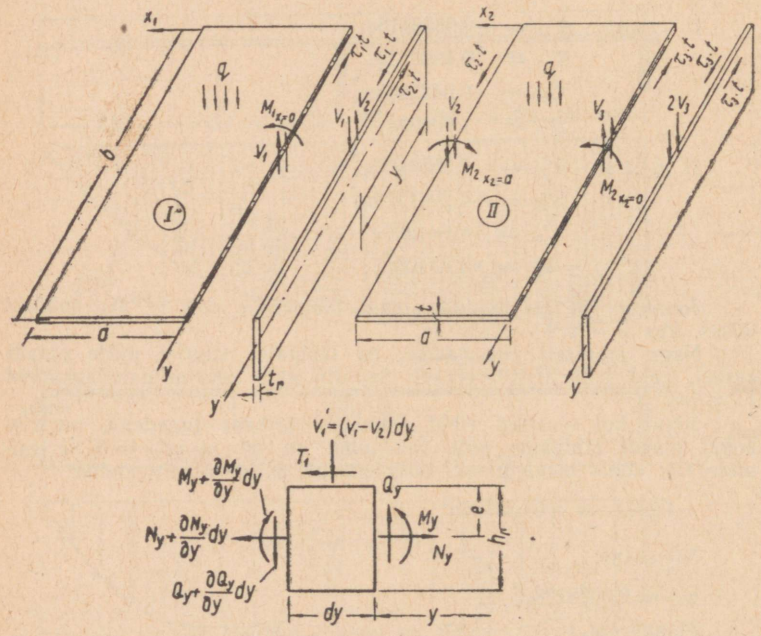
Täiendavad võrrandid tundmatute $w'_{1m}, \ldots$ leidmiseks saame järgmistest kontaktitingimustest:

a) ribi kohal on plaadi ja ribi läbipainded võrdsed,

b) ribi ja plaadi ühenduskohal on nende vastastikused suhtelised pikenemised võrdsed.

Joonisel 166 on kujutatud ribi koos temale mõjuvate koormustega.

Rakendades ribist väljalõigatud elemendi kohta tuntud tasakaalutingimusi $\sum X = 0$, $\sum Y = 0$, $\sum M = 0$, saame järgmised tasakaaluvõrrandid:



JOON. 166

$$\frac{\partial N_y}{\partial y} + T_1 = 0$$

$$\frac{\partial Q}{\partial y} + V'_1 = 0 \qquad (1.126)$$

$$\frac{\partial M_y}{\partial y} - T_1 e - Q = 0$$

kus e — ribi ristlõikepinna raskuskeskme kaugus ribi ülemisest servast.

Asetades ribi (tala) elastse joone võrrandisse

$$EI_{ribi} \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2}$$

eespool leitud avaldise

$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = \frac{\partial T_1}{\partial y} e - V'_1$$

saame otsitava kontaktivõrrandi kujul

$$EI_{ribi} \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{\partial T_1}{\partial y} e + V'_1 \qquad (1.127)$$

Kuna ribi läbipaine võrdub plaadi läbipaindega, on

$$w_r = (w_1)_{x_1=0} = \sum_{m=1}^{\infty} w_{1m} \sin \frac{m\pi y}{b}$$

Võrrandis esinev T_1 on ribi servale mõjuv nihkejõud.

T_1 arvutamiseks vaatleme *I* ja *II* plaati kui seibi, mis on koormatud servadel nihkejõududega. Lahendame ülesande paigutistes. Olgu plaadi keskpinna paigutised u ja v valitud kujul

$$u = \sum \sin \frac{m\pi y}{b} \left[A_m \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} + B_m \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} + \right.$$

$$+ C_m \left(x \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} - 2 \frac{1-\mu}{1+\mu} \frac{b}{m\pi} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} \right) +$$

$$\left. + D_m \left(x \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} - 2 \frac{1-\mu}{1+\mu} \frac{b}{m\pi} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} \right) \right] \qquad (1.128)$$

$$v = \sum \cos\frac{m\pi y}{b}\left[A_m \operatorname{ch}\frac{m\pi x}{b} + B_m \operatorname{sh}\frac{m\pi x}{b} + \right.$$

$$+ C_m\left(x \operatorname{ch}\frac{m\pi x}{b} + \frac{b}{m\pi}\operatorname{sh}\frac{m\pi x}{b}\right) +$$

$$\left. + D_m\left(x \operatorname{sh}\frac{m\pi x}{b} + \frac{b}{m\pi}\operatorname{ch}\frac{m\pi x}{b}\right)\right] \qquad (1.129)$$

Tundmatud kordajad A_m, B_m, ... määrame järgmistest ääretingimustest:

1) kui $x_1 = 0$, siis $(\sigma_{x_1})_{x_1=0} = (\sigma_{x_2})_{x_2=a}$ (1.130)

2) kui $x_1 = 0$, siis

$$\varepsilon_{y_1}^{plaat} = \frac{\partial v}{\partial y} = -\pi A'_3 - D_3 = K_1 \qquad (1.131)$$

(K_1 — esialgne tundmatu suurus);

3) kui $x_1 = a$, siis $\tau = 0$

$$A'_{3m} \operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} + B'_{3m} \operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b} +$$

$$+ C_{3m}\left(\frac{a}{b}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} + \frac{2\mu}{1+\mu}\frac{1}{m\pi}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b}\right) +$$

$$+ D_{3m}\left(\frac{a}{b}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b} + \frac{2\mu}{1+\mu}\frac{1}{m\pi}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b}\right) = 0 \qquad (1.132)$$

4) kui $x_1 = a$, siis $\sigma_x = 0$

$$A'_{3m} \operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b} + B'_{3m} \operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} +$$

$$+ C_{3m}\left(\frac{a}{b}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b} - \frac{1}{m\pi}\frac{1-\mu}{1+\mu}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b}\right) +$$

$$+ D_{3m}\left(\frac{a}{b}\operatorname{sh}\frac{m\pi a}{b} - \frac{1}{m\pi}\frac{1-\mu}{1+\mu}\operatorname{ch}\frac{m\pi a}{b}\right) = 0 \qquad (1.133)$$

5) kui $x_2 = 0$, siis $\varepsilon_y^{plaat} = K_{3m}$

$$-m\pi A'_{4m} - D_{4m} = K_{3m} \qquad (1.134)$$

6) kui $x_2 = a$, siis $\varepsilon_{y_2}^{plaat} = \varepsilon_{y_1}^{plaat}$

$$-m\pi A'_{3m} - D_{3m} = K'_{3m} \tag{1.135}$$

7) kui $x_2 = 0$, siis $u = 0$

$$B'_{4m} - 2\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{1}{m\pi}D_{4m} = 0 \tag{1.136}$$

8) kui $x_2 = a$, siis $u_{x_2=a} = u_{x_1=0}$

$$A'_{4m}\,\mathrm{sh}\frac{m\pi a}{b} + B'_{4m}\,\mathrm{ch}\frac{m\pi a}{b} +$$

$$+ C_{4m}\left(\frac{a}{b}\,\mathrm{sh}\frac{m\pi a}{b} - \frac{2}{m\pi}\frac{1-\mu}{1+\mu}\,\mathrm{ch}\frac{m\pi a}{b}\right) +$$

$$+ D_{4m}\left(\frac{a}{b}\,\mathrm{ch}\frac{m\pi a}{b} - \frac{2}{m\pi}\frac{1-\mu}{1+\mu}\,\mathrm{sh}\frac{m\pi a}{b}\right) =$$

$$= B'_{3m} - \frac{2}{m\pi}\frac{1-\mu}{1+\mu}C_{3m} \tag{1.137}$$

Lahendades nimetatud süsteemi, leiame u ja v kordajad K_{1m} ja K_{3m} suhtes.

Arvutame nüüd ribile I mõjuva nihkejõu.

$$T_1 = \tau_1 t - \tau_2 t =$$

$$= \frac{Et\pi}{1+\mu}\sum m\left\{\left(B'_{3m} + \frac{2\mu}{(1+\mu)m\pi}C_{3m}\right) -\right.$$

$$- \left[A'_{4m}\,\mathrm{sh}\frac{m\pi a}{b} + B'_{4m}\,\mathrm{ch}\frac{m\pi a}{b} +\right.$$

$$+ C_{4m}\left(\frac{a}{b}\,\mathrm{sh}\frac{m\pi a}{b} + \frac{2\mu}{1+\mu}\frac{1}{m\pi}\,\mathrm{ch}\frac{m\pi a}{b}\right) +$$

$$\left.\left. + D_{4m}\left(\frac{a}{b}\,\mathrm{ch}\frac{m\pi a}{b} + \frac{2\mu}{1+\mu}\frac{1}{m\pi}\,\mathrm{sh}\frac{m\pi a}{b}\right)\right\}\cdot\cos\frac{m\pi y}{b} =\right.$$

$$= \frac{Et\pi}{1+\mu}\sum m(T_{1m} - T_{2m})\cos\frac{m\pi y}{b} \tag{1.138}$$

kus T_{1m} ja T_{2m} olenevad K_{1m} ja K_{3m} väärtusest.

Plaadi poolt ribile üleantava põikkoormuse arvutame tuntud valemist

$$V_{1x} = \left(Q_x - \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} \right) =$$

$$= -D \left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2 - \mu) \frac{\partial^3 w}{\partial x \, \partial y^2} \right] \qquad (1.139)$$

Asetades V_x avaldisse plaadi keskpinna läbipainde-funktsiooni w väärtused, saame antud w puhul plaadile I:

$$V_{1x} = \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2} \sum m^3 \left[A'_{1m} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} + B'_{1m} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} + \right.$$

$$+ C_{1m} \left(\frac{x}{b} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} - \frac{1+\mu}{1-\mu} \frac{1}{m\pi} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} \right) +$$

$$\left. + D_{1m} \left(\frac{x}{b} \operatorname{ch} \frac{m\pi x}{b} - \frac{1+\mu}{1-\mu} \frac{1}{m\pi} \operatorname{sh} \frac{m\pi x}{b} \right) \right] \sin \frac{m\pi y}{b} \qquad (1.140)$$

Plaadilt ribile üleantava põikkoormuse väärtus, kui $x_1 = 0$, on sel juhul

$$(V_{1x})_{x_1=0} = \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2} \sum m^3 \left(B'_{1m} - \right.$$

$$\left. - \frac{1+\mu}{1-\mu} \frac{1}{m\pi} C_{1m} \right) \sin \frac{m\pi y}{b} =$$

$$= \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2} \sum m^3 V_{1m} \sin \frac{m\pi y}{b}$$

Analoogiliselt arvutame II plaadi poolt esimesele ribile üleantava põikkoormuse ($x_2 = a$):

$$(V_{2x})_{x_2=a} = \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2} \sum m^3 \left[\left(A'_{2m} \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{b} + \right. \right.$$

$$+ B'_{2m} \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{b} + C_{2m} \left(\frac{a}{b} \operatorname{sh} \frac{m\pi a}{b} - \right.$$

$$\left. - \frac{1+\mu}{1-\mu} \frac{1}{m\pi} \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{b} \right) +$$

$$\left. + D_{2m} \left(\frac{a}{b} \operatorname{ch} \frac{m\pi a}{b} - \frac{1+\mu}{1-\mu} \frac{1}{mn} \right) \right] =$$

$$= \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2} \sum m^3 V_{2m} \sin \frac{m\pi y}{b}$$

Eeltoodu põhjal võime ribi *I* põikkoormuse arvutada kujul

$$V'_1 = V_{1x} - V_{2x} = \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2} \sum m^3 (V_{1m} - V_{2m}) \sin \frac{m\pi y}{b} \tag{1.141}$$

Asetades kontaktivõrrandisse w_2, T_1, V_1 asemele nende väärtused, saame lõplikul kujul kontaktivõrrandi ribi *I* kohta:

$$\frac{b^2te}{(1+\mu)\pi^2 m^2 I_r}(T_{1m} - T_{2m}) + \frac{bt^3}{12(1+\mu)m\pi I_r}(V_{1m} - V_{2m}) = \frac{w_{1m}}{b} \tag{1.142}$$

Analoogilise võrrandi saame ribi *II* kohta:

$$\frac{b^2te}{(1+\mu)\pi^2 m^2 I_r}(2T_3) + \frac{bt^3}{12(1+\mu)m\pi I_r}(2V_3) = \frac{w_{2m}}{b} \tag{1.143}$$

Tuletame nüüd puuduvad võrrandid tingimusest, et ribi ja plaadi kokkupuutekohal on nende materjali suhtelised pikenemised võrdsed.

Plaadi *I* suhteline pikenemine ribi kohal ($x_1 = 0$)

$$\varepsilon_y^{plaat}{}_{x_1=0} = \frac{\partial v}{\partial y}\bigg|_{x_1=0} = \sum K_{1m} \sin \frac{m\pi y}{b}$$

Ribi ülemise ääre suhteline pikenemine

$$\varepsilon_y^{ribi} = \frac{\sigma_r}{E} = -\frac{M_y e}{EI_r} + \frac{N_y}{EF_r}$$

Avaldise (1.126) kohaselt on

$$M_y = e \int_0^y T_1 \, dy + \int_0^y Q_y \, dy$$

Asetades siia

$$Q_y = -\int_0^y V_1 \, dy = \frac{D\pi^3(1-\mu)}{b^2} \sum m^2 (V_{1m} -$$

$$- V_{2m}) \frac{b}{\pi} \cos \frac{m\pi y}{b}$$

ja

$$\int_0^y T_1 \, dy = \frac{Et\pi}{(1+\mu)} \sum \frac{b}{\pi} (T_{1m} - T_{2m}) \sin \frac{m\pi y}{b}$$

saame

$$M_y = \frac{eEtb}{(1+\mu)} \sum (T_{1m} - T_{2m}) \sin \frac{m\pi y}{b} +$$

$$+ D\pi(1-\mu) \sum m (V_{1m} - V_{2m}) \sin \frac{m\pi y}{b}$$

ja

$$N_y = -\int_0^y T \, dy = -\frac{Etb}{1+\mu} \sum (T_{1m} - T_{2m}) \sin \frac{m\pi y}{b}$$

Võttes plaadi serva suhtelise pikenemise võrdseks ribi ääre suhtelise pikenemisega, saame kontaktivõrrandi kujul

$$\left[-\frac{e^2 tb}{(1+\mu) I_r} - \frac{tb}{(1+\mu) F_r} \right] (T_{1m} - T_{2m}) -$$

$$- \frac{et^3 \pi m}{12(1+\mu) I_r} (V_{1m} - V_{2m}) = K_{1m} \qquad (1.144)$$

Analoogilise võrrandi saame ribi *II* kohta:

$$\left[-\frac{e^2 tb}{(1+\mu) I_r} - \frac{tb}{(1+\mu) F_r} \right] (2T_3) -$$

$$- \frac{\pi et^3 m}{12(1+\mu) I_r} 2V_3 = K_{2m} \qquad (1.145)$$

Viienda võrrandi saame tingimusest, et ribi *I* kohal on

$$(M_{1x_1})_{x_1=0} = (M_{2x_2})_{x_2=a}$$

Nii saame viis võrrandit tundmatute w'_{11}, w'_{12}, φ_1, K_{1m}, K_{2m} määramiseks.

Näide 1.6

Vaatleme näites 1.3 tooduga analoogilist ortotroopset plaati, mille ribid on plaadiga nihkekindlalt ühendatud.

Arvutame esmalt *I* ja *II* plaadi keskpinna paigutusfunktsioonide u ja v kordajad, kui $m = 1$.

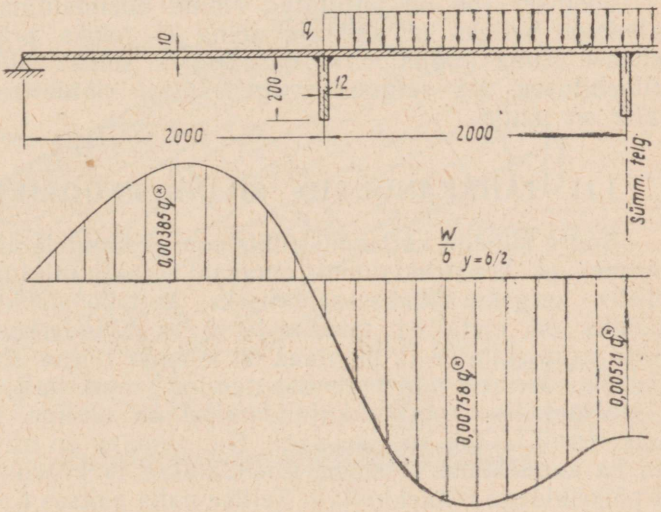
Lahendades süsteemi, saame ($A'_{31} \equiv A'_3$; $K_{11} = K_1$):

$$A'_3 = -0{,}1561317K_1 + 0{,}00514293K_3$$
$$B'_3 = +0{,}1356122K_1 - 0{,}029327K_3$$
$$C_3 = +0{,}460783K_1 - 0{,}101499K_3$$
$$D_3 = -0{,}509498K_1 - 0{,}016157K_3$$
$$A'_4 = +0{,}0582068K_1 - 0{,}19835K_3$$
$$B'_4 = -0{,}105472K_1 + 0{,}190621K_3$$
$$C_4 = -0{,}307756K_1 + 0{,}556072K_3$$
$$D_4 = -0{,}182858K_1 - 0{,}3768756K_3$$

Asetades kontaktivõrrandisse T_1 ja V_3 väärtused ning lahendades süsteemi, saame otsitavad ribide läbipainded ja suhtelised pikenemised:

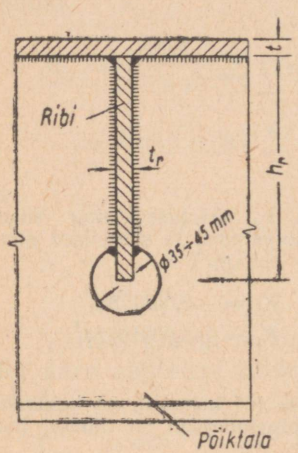
$$\varphi_{11} = 0{,}0038277q_1^* \qquad K_1 = -0{,}000178q_1^*$$
$$w_{11}/b = 0{,}0030305q_1^* \qquad K_3 = -0{,}0001952q_1^*$$
$$w_{21}/b = 0{,}0029255q_1^*$$

Juhul kui plaat on koormatud joonise 167 kohaselt, on keskmine ribi maksimaalselt koormatud. Plaadi läbipaindejoon on toodud joonisel 167.



JOON. 167.

Nagu eeltoodust selgub, mõjutab ribide nihkekindel ühendamine tunduvalt plaadi jäikust. Kuna ülesanne on staatikaga määramatu, pidime arvutustes valima ette nii ribide surve- kui ka paindejäikused. Optimaalse lahenduse leidmiseks tuleks läbi teha rida variante ja neid võrrelda.



JOON. 168

Joonisel 168 on kujutatud ribide ühendamine põiktaladega. Selleks et põiktala seina ei tekiks pragusid, tehakse sinna augud. Eriti kasutatakse sellist lahendust sillaehituses. Ka selgub arvutustest, et ribide ristlõike valik on tähtis.

1.11. TAHKKANDURID, SILINDERKOORIKUD

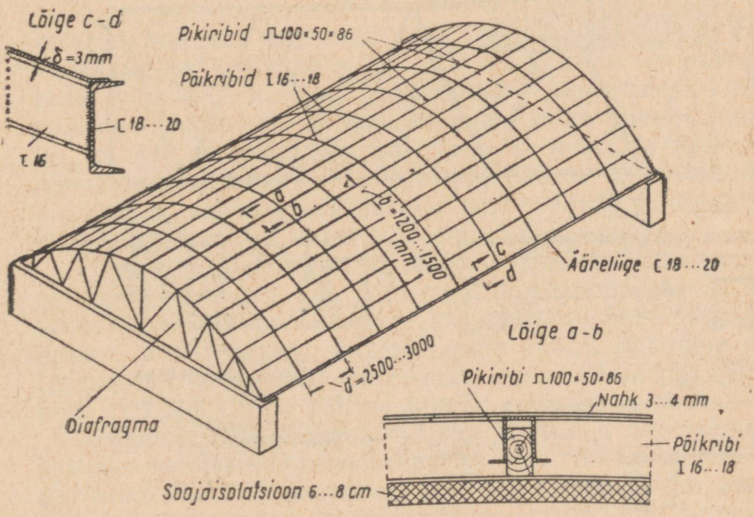
Suure sildega kattekonstruktsioonide kujundamisel on oluline, et konstruktsiooni omakaal oleks minimaalne. Üheks kergeks õhukeseseinaliseks kattekonstruktsiooni tüübiks on metallist tahkkandurid ja silinderkoorikud, mille valmistamine ja montaaž on kiire ja lihtne. Eriti on nad ökonoomsed materjali kasutamise seisukohalt.

Silindrilise kooriku kujundamisel on oluline, millist funktsiooni täidab kooriku nahk. Kui viimane on nii kattekui ka kandekonstruktsioon, ühendatakse ta kooriku piki- ja põikribidega nihkekindlalt. Sellise naha paksus $\delta = 3 \ldots 4$ mm.

Joonisel 169 on toodud silinderkooriku skeem, mille pikkus $l = 30$ m, laius $b = 18$ m. Kooriku sisepinda asetatakse soojaisolatsioon, mille paksus on 6...8 cm.

Sageli moodustatakse silindriline koorik üksikutest tahkudest, mille kõrgus on 2...3 m. Tahud ühendatakse omavahel kas nihke- ja paindekindlalt või ainult nihkekindlalt. Viimasel juhul asetatakse tahkude vahele ümarrauast tsentreerimistükid. Sellise lahenduse juures konstruktsioon põikmomente vastu ei võta, mille tagajärjel väheneb mõnevõrra kooriku jäikus ja suureneb materjali kulu. Teisest küljest on aga sellise kooriku valmistamine ja montaaž lihtne. Juhul kui nahk töötab ainult kattekonstruktsioonina, valmistatakse see 0,6...0,8 mm paksusest lainelisest teras- või alumiiniumlehest. Sellise kooriku näide on toodud joonisel 170. Siin moodustatakse kandekonstruktsioon pikiribidest, põikribidest ja diagonaalidest. Diagonaalid kui vähekoormatud elemendid on moodustatud külmalt painutatud profiilidest.

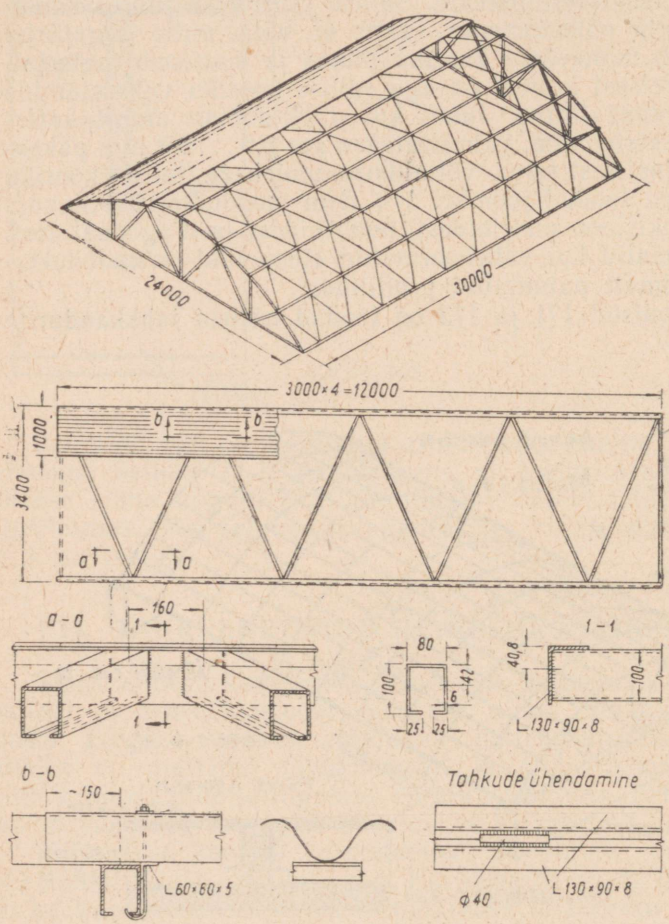
Joonistel 171 ja 172 on toodud näiteid tahkkandurite



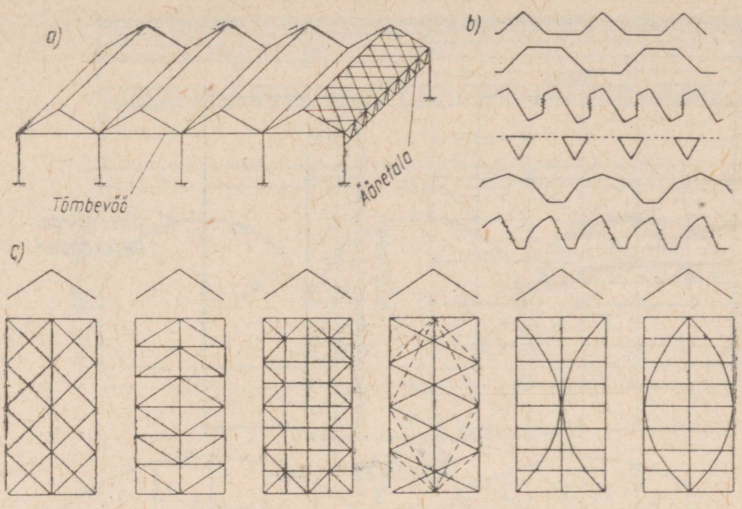
JOON. 169

moodustamisest. Kandesüsteemi üldstabiilsuse tagamiseks on soovitatav ühendada üksikud tahud omavahel paindejäigalt. Tahkkanduri soojustamiseks asetatakse soojaisolatsioon tahu sise- või välispinda. Sageli kaetakse tahud kergbetoonist katteplaadiga.

Silindriline koorik võib olla kas ühe-, kahe- või mitmekihiline. Ühekihilise kooriku naha jäigastamiseks ase-



JOON. 170

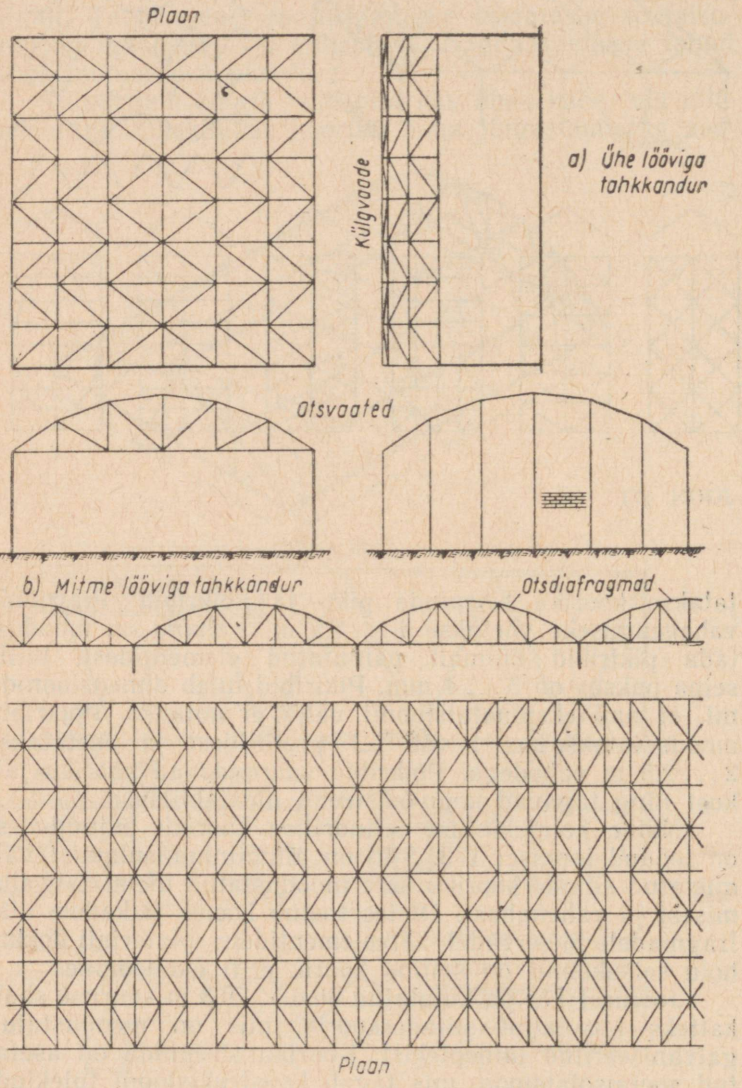


JOON. 171

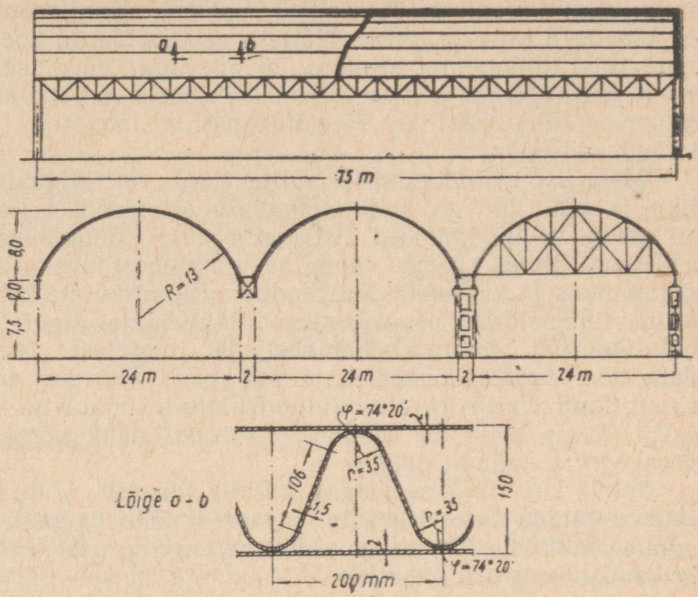
tatakse kooriku sisepinda piki- ja põikribid. Pikiribide vahekauguseks võetakse 1 ... 1,5 m. Kohane on moodustada pikiribid külmalt painutatud elementidest, mille seina paksus on 3 ... 4 mm. Pikiribid tuleb dimensioonida nii, et nad ekspluatatsioonil välja ei nõtkuks. Põikribid moodustatakse kas I- või ⊓-profiilidest ja asetatakse 2 ... 2,5 m vahedega. Põikribid suurendavad kooriku jäikust ning tagavad kogu süsteemi üldstabiilsuse.

Näide kolmekihilise silindrilise kooriku kujundusest on toodud joonisel 173. Siin on alumiiniumisulamist valmistatud silinderkooriku kere moodustatud ülemisest, alumisest ja vahenahast. Otstes toetub koorik jäikadele diafragmadele ja servadel ääreelementidele. Materjali kokkuhoiu seisukohalt on selline koorik eriti ökonoomne.

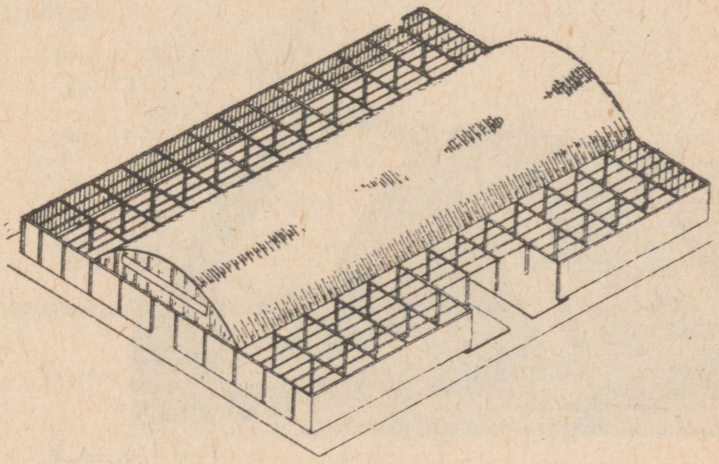
Joonisel 174 on kujutatud 36,6 × 79,3 m suuruse saali katteks kasutatud silinderkoorik, mis on moodustatud galvaniseeritud laineplekist. Kooriku sisepinda on asetatud soojaisolatsioon, mis tagab konstruktsiooni tulekindluse ja on vajalik akustika seisukohalt. Kooriku montaaž


Plaan
Külgvaade
a) Ühe lööviga tahkkandur
Otsvaated
b) Mitme lööviga tahkkandur
Otsdiafragmad
Plaan

JOON. 172



JOON. 173

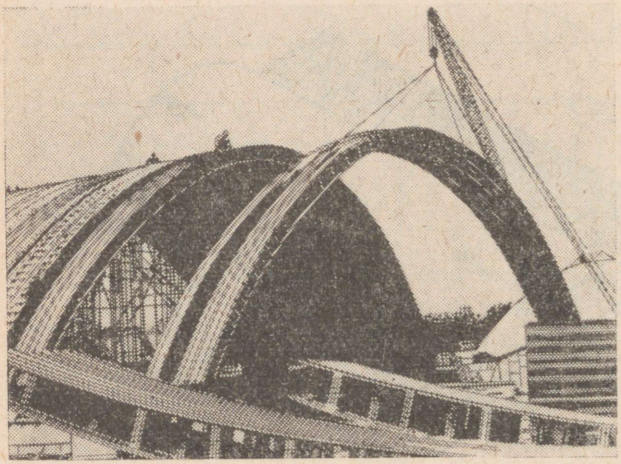


JOON. 174

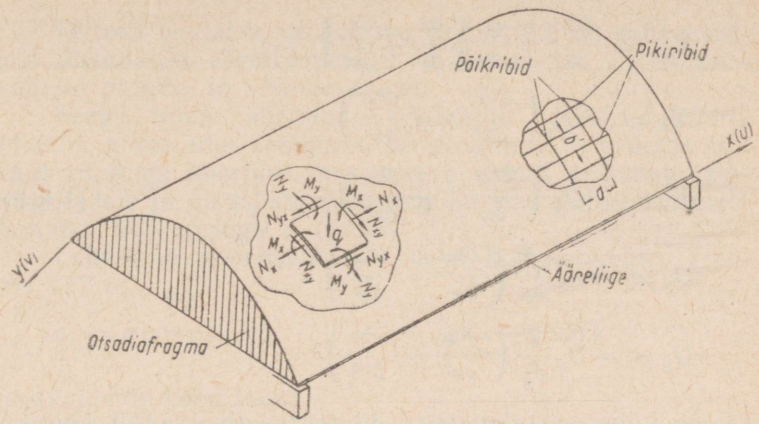
on kujutatud joonisel 175. Sellise konstruktsiooni montaaž on äärmiselt kiire ja lihtne. Näiteks eelkirjeldatud kooriku monteeris 7-liikmeline brigaad 7,5 päevaga. Võrdlusarvutused näitavad, et sellise lahenduse juures on materjali kulu võrreldes harilike sõrestikkonstruktsioonidega ligi 3 korda väiksem.

Metallist silinderkoorik, mille nahk on jäigastatud piki- ja põikribidega, kujutab endast ortotroopset konstruktsiooni, mille jäikused risti asetsevates suundades on erinevad. Sellise kooriku täpne arvutamine on erakordselt töömahukas ja keerukas. Ka raudbetoonkoorikutele kohandatud lihtsustatud arvutusmeetodid ei anna õiget pilti metallkooriku deformatsioonidest ja pingetest. Nimelt oletatakse raudbetoonkoorikute puhul, et *Poissoni* tegur $\mu = 0$, kuid terase ja alumiiniumisulamite puhul on $\mu = 0{,}3$. Peale selle on raudbetoonkooriku nahk võrreldes teraskooriku nahaga paks.

Juhul kui ribid asetsevad küllalt tihedalt, võib koorikut arvutada ortotroopsena, jaotades põik- ja pikiribid nahale. Selline ortotroopne arvutusskeem annab teatava ligikaudse keskmise resultaadi.



JOON. 175



JOON. 176

Järgnevalt vaatleme ortotroopse kooriku arvutamist paigutistes. Seda meetodit on kasutatud mõnede TPI diplomitööde koostamisel. Saadud teoreetilisi tulemusi on eksperimentaalselt kontrollitud.

Arvutuskäik on järgmine.

Asetades silinderkooriku (joonis 176) tasakaaluvõrranditesse

$$\frac{\partial N_x}{\partial x}+\frac{\partial N_{xy}}{\partial y}=0$$

$$\frac{\partial N_y}{\partial y}+\frac{\partial N_{xy}}{\partial x}-\frac{Q_y}{R}=-q_y$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x}+\frac{\partial Q_y}{\partial y}+\frac{N_y}{R}=-q_z$$

sisejõudude väärtused paigutistes

$$N_x=\frac{E\partial_x}{1-\mu^2}\left[\frac{\partial u}{\partial x}+\mu\frac{\partial v}{\partial y}-\mu\frac{w}{R}\right]$$

$$N_y=\frac{E\delta_y}{1-\mu^2}\left[\frac{\partial v}{\partial y}-\frac{w}{R}+\mu\frac{\partial u}{\partial x}\right]$$

$$N_{xy} = \frac{E\delta(1-\mu)}{2(1-\mu^2)}\left[\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right]$$

$$M_x = -D_x\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)$$

$$M_y = -D_y\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y} + \mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) \qquad (1.146)$$

$$Q_x = -D_x\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)$$

$$Q_y = -D_y\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)$$

saame kolm osatuletistega diferentsiaalvõrrandit kooriku keskpinna paigutiste u, v ja w määramiseks.

Uurimised näitavad, et viimane liige teises tasakaaluvõrrandis ja esimene liige kolmandas tasakaaluvõrrandis ei mõjuta nimetamisväärselt arvutuste tulemust ja neist võib loobuda. Samuti võib metallkoorikute arvutamisel võtta, et kooriku redutseeritud paksused $\delta_x = \delta_y$. Nii saame silinderkooriku arvutamiseks järgmised lihtsustatud võrrandisüsteemid:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1+\mu}{2}\frac{\partial^2 v}{\partial x\,\partial y} = \frac{\mu}{R}\frac{\partial w}{\partial x} \qquad (1.147)$$

$$\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{1+\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial x\,\partial y} = \frac{1}{R}\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{1-\mu^2}{E\delta_y}q_y \qquad (1.148)$$

$$\frac{\mu\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{w}{R} - \frac{\delta_z^3 R}{12\delta_y}\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right) =$$

$$= -(1-\mu^2)\frac{R}{E\delta_y}q_z \qquad (1.149)$$

Arvutuste lihtsustamiseks oletame, et silinderkoorik toetub vabalt jäikadele otsadiafragmadele, mis ei võta vastu pikijõude ega paindemomente, s. o.

$$x = 0,\ a; \quad w = 0; \quad v = 0; \quad N_x = 0; \quad M_x = 0$$

Teiseks eeldame, et kooriku pikiservad on nihkekindlalt ühendatud ääreliikmetega, millel ei ole nimetamisväärset painde- ja väändejäikust.

Seega tuleb lahendada võrrandid (1.147), (1.148) (1.149), arvestades seejuures ääretingimusi. Vaatleme siin vaid ribidega koorikut, mis toetub vabalt jäikadele diafragmadele ja ääreliikmetele ning on koormatud ühtlaselt jaotatud koormusega q (joonis 177).

Lahutame koormuse q kaheks komponendiks (joonis 177, *a*)

$$q_z = q\cos\varphi; \qquad q_y = -q\sin\varphi$$

ja avaldame need kujul

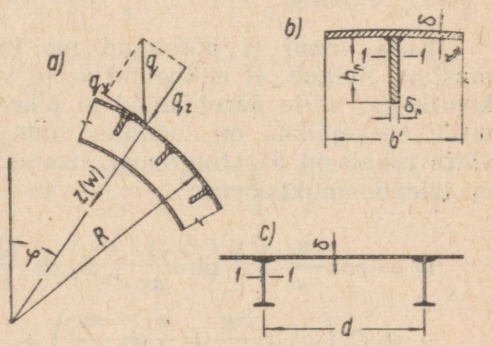
$$\left.\begin{aligned} q_z &= q_1 \sin\frac{\pi x}{a} + q_2 \sin\frac{\pi x}{a}\sin\frac{\pi y}{b} \\ q_y &= q_3 \sin\frac{\pi x}{a}\cos\frac{\pi y}{b} \end{aligned}\right\} \qquad (1.150)$$

kus q_1, q_2, q_3 — kordajad, mida võib määrata ka graafiliselt.

Jaotame nüüd ribid nahale (joonis 177, *b*).

Naha redutseeritav paksus painde järgi

$$\delta_z = \sqrt{\frac{12 I_{põik\ 1-1}}{d}}$$



JOON. 177

naha redutseeritud paksus surve järgi

$$\delta_y = \frac{F_{pr} + d\delta}{d}; \qquad \delta_x = \frac{F_{piki} + b'\delta}{b'}$$

kus δ — naha paksus,
d — põikribide vahekaugus,
b' — pikiribide vahekaugus.

Valime kooriku keskpinna läbipaindefunktsiooniks

$$w = w_{10} \sin\frac{\pi x}{a} + w_{11} \sin\frac{\pi x}{a} \sin\frac{\pi y}{b}$$

Asetades valitud w kooriku kahte esimesse tasakaaluvõrrandisse, selgub et u ja v peavad olema valitud kujul

$$u_1 = u_{10} \cos\frac{\pi x}{a} + u_{11} \cos\frac{\pi x}{a} \sin\frac{\pi y}{b}$$

$$v_1 = v_{11} \sin\frac{\pi x}{a} \cos\frac{\pi y}{b} \qquad (1.151)$$

Asetades võrranditesse (1.147), (1.148) u, v ja w avaldised, määrame võrrandite kordajate võrdlusest parameetrite u_{10}/a, u_{11}/a, ..., v_{11}/a väärtused olenevalt w_{11}/a ja

$$q^* = \frac{(1-\mu^2)a}{\pi^2 E \delta_y} q \qquad \text{väärtustest.}$$

Kuni siiani ei pööranud me tähelepanu ääretingimustele. Selgub, et eeltoodud u_1 ja v_1 puhul on tegemist koorikuga, mille ääreliikmed ei pikene ega lühene, s. o. mille survejäikus on lõpmata suur. Selleks et arvesse võtta reaalseid ääretingimusi, lisame erilahenditele u_1 ja v_1 täiendusfunktsioonid

$$u_2 = \cos\frac{\pi x}{a}\left[A_2 \operatorname{ch}\frac{\pi y}{a} + B_2 \operatorname{sh}\frac{\pi y}{a} + \right.$$

$$\left. + C_2\left(y \operatorname{ch}\frac{\pi y}{a} + \frac{a}{\pi} \operatorname{sh}\frac{\pi y}{a}\right) + \right.$$

$$+ D_2\left(y \operatorname{sh}\frac{\pi y}{a} + \frac{a}{\pi}\operatorname{ch}\frac{\pi y}{a}\right)\Big]$$

$$v_2 = \sin\frac{\pi x}{a}\Big[A_2 \operatorname{sh}\frac{\pi y}{a} + B_2 \operatorname{ch}\frac{\pi y}{a} +$$

$$+ C_2\left(y \operatorname{sh}\frac{\pi y}{a} - 2\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{a}{m\pi}\operatorname{ch}\frac{\pi y}{a}\right) +$$

$$+ D_2\left(y \operatorname{ch}\frac{\pi y}{a} - 2\frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{a}{\pi}\operatorname{sh}\frac{\pi y}{a}\right)\Big]$$

mis peavad rahuldama võrrandeid

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1+\mu}{2}\frac{\partial^2 v}{\partial x\,\partial y} = 0\\ \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{1+\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial x\,\partial y} = 0\end{aligned}\right\}$$

ja mille tundmatud kordajad $A'_1, \ldots$ määrame ääretingimustest:

1) kui $y = 0,\ b$, siis $\varepsilon_x^{ribi} = \varepsilon_x^{plaat}$
2) kui $y = 0,\ b$, siis $\sigma_y = 0$

Nii saame järgmised kontaktivõrrandid:
kui $y = 0$, siis $\varepsilon_x^{plaat} = \varepsilon_x^{ribi}$:

$$\varepsilon_x^{plaat} = \frac{\partial u}{\partial x} = -\pi\frac{u_{10}}{a}\sin\frac{\pi x}{a} - \pi\sin\frac{\pi x}{a}\Big[A'_1 + \frac{1}{\pi}D_1\Big]$$

kus $A'_1 = \dfrac{A_1}{a}$

$$\varepsilon_x^{ribi} = -\frac{\delta\int_0^x \tau\,dx}{F_r E} = -\frac{a\delta}{F_r}\frac{1}{2(1+\mu)}\Big[\alpha\frac{u_{11}}{a} +$$

$$+ \frac{v_{11}}{a} + 2\left(B'_1 + \frac{2\mu}{1+\mu}\frac{1}{\pi}C_1\right)\Big]\sin\frac{\pi x}{a}$$

kus $\alpha = \dfrac{a}{b}$

Asetades eeltoodud avaldisse $\varepsilon_x^{plaat} = \varepsilon_x^{ribi}$, $\beta = \frac{a\delta}{F_2}$ ja u_{11}/a ning v_{11}/a väärtused, saame otsitava kontaktivõrrandi.

Kuna koorik on koormatud sümmeetrilise koormusega, võime teise kontaktivõrrandi saada ka tingimusest, et

$$\tau_{y=0} = \tau_{y=b}$$

mis annab seose

$$A'_1 \operatorname{sh}\frac{\pi b}{a} + B'_1 \operatorname{ch}\frac{\pi b}{a} +$$
$$+ C_1\left(\frac{b}{a}\operatorname{sh}\frac{\pi b}{a} + \frac{2\mu}{\pi(1+\mu)}\operatorname{ch}\frac{\pi b}{a}\right) +$$
$$+ D_1\left(\frac{b}{a}\operatorname{ch}\frac{\pi b}{a} + \frac{2\mu}{\pi(1+\mu)}\operatorname{sh}\frac{\pi b}{a}\right) =$$
$$= B'_1 + \frac{2\mu}{1+\mu}\frac{1}{\pi}C_1$$

Kolmanda kontaktivõrrandi saame tingimusest: kui $y = 0$, siis $\sigma_y = 0$:

$$A'_1 - \frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{1}{\pi}D_1 = 0$$

Neljas kontaktivõrrand: kui $y = b$, siis $\sigma_y = 0$:

$$A'_1 \operatorname{ch}\frac{\pi b}{a} + B'_1 \operatorname{sh}\frac{\pi b}{a} +$$
$$+ C_1\left(\frac{b}{a}\operatorname{ch}\frac{\pi b}{a} - \frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{1}{\pi}\operatorname{sh}\frac{\pi b}{a}\right) +$$
$$+ D_1\left(\frac{b}{a}\operatorname{sh}\frac{\pi b}{a} - \frac{1-\mu}{1+\mu}\frac{1}{\pi}\operatorname{ch}\frac{\pi b}{a}\right) = 0$$

Nii saame neli võrrandit tundmatute kordajate $A'_1, \ldots$ määramiseks.

Läbipaindefunktsiooni tundmatu kordaja w_{10}, w_{11} määrame kolmandast tasakaaluvõrrandist *Galjorkini* meetodi abil:

$$\int_0^a \int_0^b \left[\mu \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{w}{R} - \right.$$

$$- \frac{\delta_z^3 R}{12\delta_y} \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) +$$

$$\left. + \frac{(1-\mu)^2 R}{E\delta_y} q_z \right] \sin \frac{\pi x}{a} \sin \frac{\pi y}{b} \, dx \, dy = 0 \qquad (1.152)$$

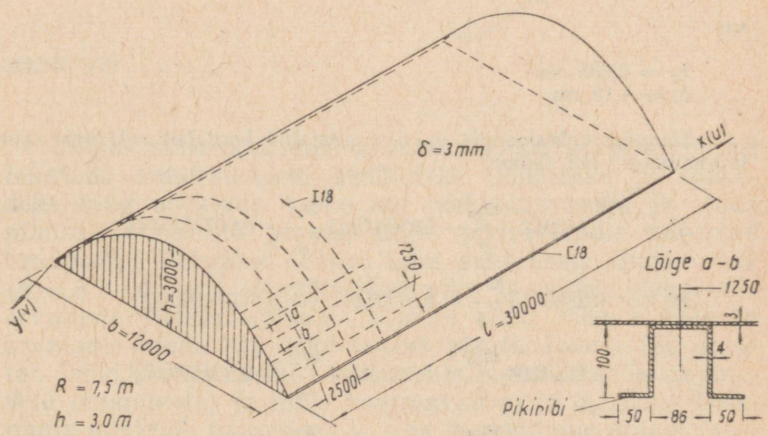
Nii saame avaldada kolm otsitavaist parameetritest. Seejärel määrame pinged ja deformatsioonid.

Näide 1.7

Joonisel 178 on kujutatud silinderkoorik, mis vabalt toetub jäigale kontuurile. Kooriku ääreliikmeks on valitud [18. Kooriku nahk on valmistatud 3 mm paksusest teraslehest. Koorik on jäigastatud pikiribidega, mille vahekaugus on 1,25 m. Kooriku põikribideks on I 18 sammuga 2,5 m. Koorik on koormatud ühtlaselt jaotatud koormusega q.

Avaldades koormuse q_z ja q_y rea kujul, saame:

$$q_y = -0{,}89q \sin \frac{\pi x}{a} \cos \frac{\pi y}{b}$$



JOON. 178

$$q_z = 0{,}764q \sin\frac{\pi x}{a} + 0{,}509q \sin\frac{\pi x}{a}\sin\frac{\pi y}{b}$$

Valides kooriku keskpinna punktide paigutiste u_1, v ja w väärtusteks

$$u_1 = u_{10}\cos\frac{\pi x}{a} + u_{11}\cos\frac{\pi x}{a}\sin\frac{\pi y}{b}$$

$$v_1 = v_{11}\sin\frac{\pi x}{a}\cos\frac{\pi y}{b}$$

$$w = w_{10}\sin\frac{\pi x}{a} + w_{11}\sin\frac{\pi x}{a}\sin\frac{\pi y}{b}$$

saame võrrandeist (1.147), (1.148)

$$\frac{u_{10}}{a} = -0{,}38197\frac{w_{10}}{a}$$

$$\frac{u_{11}}{a} = 0{,}1736319\frac{w_{11}}{a} + 0{,}111809q^*$$

$$\frac{v_{11}}{a} = -0{,}5981271\frac{w_{11}}{a} - 0{,}20957q^*$$

$$q^* = \frac{(1-\mu^2)aq}{\pi^2 E\delta_y}$$

kus

$\delta_y = 0{,}385$ cm
$\delta_z = 4{,}18$ cm

Täiendusfunktsioonide u_2, v_2 tundmatud kordajad määrame rajatingimustest. Nii saame:

$$A'_1 = 1{,}143952\frac{w_{10}}{a} - 0{,}05047353\frac{w_{11}}{a} + 0{,}007071314q^*$$

$$B'_1 = 0{,}2880513\frac{w_{10}}{a} + 0{,}0732688\frac{w_{11}}{a} - 0{,}0102650q^*$$

$$C_1 = 1{,}8564894\frac{w_{10}}{a} + 0{,}18328536\frac{w_{11}}{a} - 0{,}02567817q^*$$

$$D_1 = -2{,}982805\frac{w_{10}}{a} - 0{,}2944829\frac{w_{11}}{a} + 0{,}0412569q^*$$

Tundmatud kordajad w_{10}/a ja w_{11}/a leiame III võrrandist *Galjorkini* meetodi abil. Nii saame

$$\frac{w_{10}}{a} = 137{,}47q^*$$

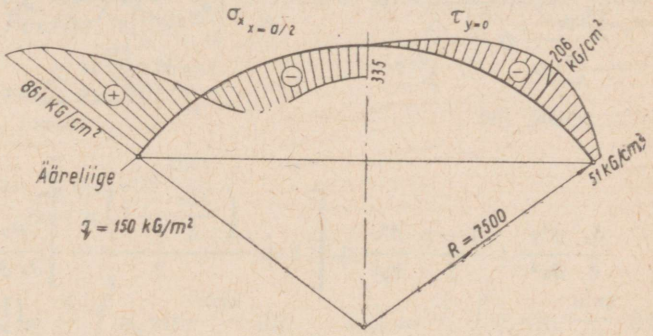
$$\frac{w_{11}}{a} = -15{,}73q^*$$

Võttes kooriku koormuseks $q = 150$ kG/m², saame

$$q^* = 5{,}23 \cdot 10^{-6}$$

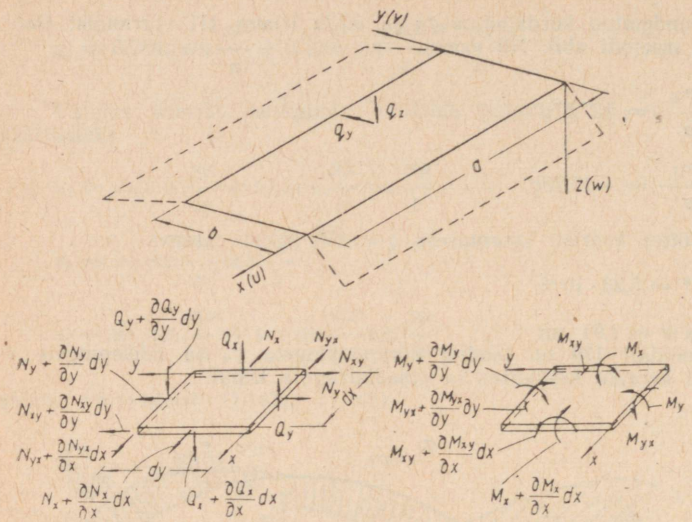
ja $\max w = 1{,}91$ cm.

Joonisel 179 on toodud normaalpingete σ_x ja nihkepingete τ epüürid kooriku kesklõikes ja otsadiafragma kohal.



JOON. 179

Metallist tahkkanduri arvutamisel on otstarbekohane lahutada kandesüsteem üksikuteks tahkudeks ja sõlmedeks ning arvutada tahke kui põikkoormusega ja omas pinnas koormatud plaate, mille pikiservadele mõjuvad tundmatud lõikejõud. Kuna tahu suhteliselt õhuke nahk ($\delta = 3 \ldots 4$ mm) jäigastatakse piki- ja põikribidega, siis arvutuste lihtsustamiseks laotame ribid tahu nahale ja arvutame tahku kui ortotroopset plaati. Joonis 180 kujutab tahkkanduri üksikut tahku, mis toetub otsadiafragmadele (raamidele) ja mida koormavad q_y ja q_z. Tahu keskpinna punktide paigutised u, v ja w arvutame plaadi tasakaalu diferentsiaalvõrrandeist



JOON. 180

$$\frac{\delta_x}{\delta}\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \left[1 + \frac{\left(\frac{2\delta_x}{\delta} - 1\right)\mu}{2}\right]\frac{\partial^2 v}{\partial x\,\partial y} = 0 \qquad (1.153, a)$$

$$\frac{\delta_y}{\delta}\frac{\partial^2 v}{\partial y^2} + \frac{1-\mu}{2}\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \left[1 + \frac{\left(\frac{2\delta_y}{\delta} - 1\right)\mu}{2}\right]\frac{\partial^2 u}{\partial x\,\partial y} =$$

$$= -q_y \frac{1-\mu^2}{E\delta} \qquad (1.153, b)$$

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q_z \qquad (1.153, c)$$

kus δ — tahu naha paksus,
δ_x, δ_y — tahu redutseeritud paksused, et vastu võtta N_x, N_y:

$$\delta_x = \frac{b_1\delta + F_1}{b_1}; \qquad \delta_y = \frac{a_1\delta + F_2}{a_2}$$

D_x, D_y, H — painde- ja väändejäikused:

$$D_x = \frac{EI_{1\,ribi}}{b_1(1-\mu^2)} + \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$D_y = \frac{EI_{2\,ribi}}{a_1(1-\mu^2)} + \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$$

$$H = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)}$$

Kuna tahu redutseeritud paksused δ_x, δ_y ei erine nimetamisväärselt tahu naha paksusest δ, siis arvutuste lihtsustamiseks võib võtta valemites (1.153, a) ja (1.153, b) $\delta_x \approx \delta_y \approx \delta$. Arendame tahule mõjuvad koormused *Fourier*' ritta:

$$q_y = \sum_{m=1}^{\infty} q_{ym} \sin\frac{m\pi x}{a}$$

$$q_z = \sum_{m=1}^{\infty} q_{zm} \sin\frac{m\pi x}{a}$$

kus

$$q_{ym} = \frac{2}{a}\int_0^a q_y \sin\frac{m\pi x}{a}\,dx; \qquad q_{zm} = \frac{2}{a}\int_0^a q_z \sin\frac{m\pi x}{a}\,dx$$

Plaadi keskpinna paigutiste u, v ja w määramisel eeldame, et tahu ots toetub vabalt jäigale diafragmale, mis ei deformeeru oma pinnas.

Silmas pidades eeltoodut, avaldame paigutised u, v kujul

$$u = \sum_{m=1}^{\infty} u_m(x,y) = \sum_{n=1}^{\infty} \cos\frac{m\pi x}{a}\left[A_m \operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a} + \right.$$

$$+ B_m \operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a} + C_m\left(y \operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a} + \frac{a}{m\pi}\operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a}\right) +$$

$$\left. + D_m\left(y \operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a} + 2\frac{a}{m\pi}\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}\right)\right] \qquad (1.154)$$

$$v = \sum_{m=1}^{\infty} v_m(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sin \frac{m\pi x}{a} \left[A_m \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} + \right.$$

$$+ B_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} + C_m \left(y \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} + 2 \frac{1-\mu}{1+\mu} \frac{a}{m\pi} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right) +$$

$$\left. + D_m \left(y \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} - 2 \frac{1-\mu}{1+\mu} \frac{a}{m\pi} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} \right) + v_m^{(e)} \right] \tag{1.155}$$

kus $v_m^{(e)}$ on võrrandi (1.155) erilahend:

$$v_m^{(e)} = \frac{(1+\mu) 2a^2 q_{y\,m}}{m^2 \pi^2 E \delta}$$

u ja v avaldises esinevad tundmatud kordajad määrame ääretingimustest.

Avaldame nüüd u ja v kaudu sisejõud:

$$N_x = \frac{E\delta_x}{1-\mu^2} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \mu \frac{\partial v}{\partial y} \right) =$$

$$= \frac{E\delta_x}{1-\mu^2} \sum_{m=1}^{\infty} m\pi (1-\mu) \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot$$

$$\cdot \left[A_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} + B_m \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} + \right.$$

$$+ C_m \left(\frac{y}{a} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} + \frac{1}{m\pi} \frac{1+3\mu}{1+\mu} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} \right) +$$

$$\left. + D_m \left(\frac{y}{a} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} + \frac{1}{m\pi} \frac{1+3\mu}{1+\mu} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} \right) \right]$$

$$N_y = \frac{E\delta_y}{1-\mu^2} \left(\frac{\partial v}{\partial y} + \mu \frac{\partial u}{\partial x} \right) =$$

$$= \frac{E\delta_y}{1-\mu^2} \sum_{m=1}^{\infty} m\pi (1-\mu) \sin \frac{m\pi x}{a} \cdot$$

$$\cdot \left[A_m \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} + B_m \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} + \right.$$

$$+ C_m \left(\frac{y}{a} \operatorname{ch} \frac{m\pi y}{a} - \frac{1}{m\pi} \frac{1-\mu}{1+\mu} \operatorname{sh} \frac{m\pi y}{a} \right) +$$

$$+ D_m\left(\frac{y}{a}\operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a} - \frac{1}{m\pi}\frac{1-\mu}{1+\mu}\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a}\right)$$

$$T_{xy} = \frac{E\delta}{2(1+\mu)}\left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}\right) =$$

$$= \frac{E\delta}{2(1+\mu)}\sum 2m\pi\cos\frac{m\pi x}{a}\cdot$$

$$\cdot\left[A_m\operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a} + B_m\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a} + C_m\left(\frac{y}{a}\operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a} + \right.\right.$$

$$+ \frac{2\mu}{1+\mu}\frac{1}{m\pi}ch\frac{m\pi y}{a}\Big) + D_m\left(\frac{y}{a}\operatorname{ch}\frac{m\pi y}{a} + \right.$$

$$\left.\left. + \frac{2\mu}{1+\mu}\frac{1}{m\pi}\operatorname{sh}\frac{m\pi y}{a}\right) + \frac{v_m^{(e)}}{2}\right]$$

Silmas pidades eeltoodud ääretingimusi, avaldame plaadi keskpinna läbipaindefunktsiooni kujul

$$w(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} w_m(y)\sin\frac{m\pi x}{a}$$

Funktsiooni w_{my} määrame tuntud diferentsiaalvõrrandist

$$D_x\frac{m^4\pi^4}{a^4}w_m - 2H\frac{m^2\pi}{a^2}w_m^{II} + D_y w_m^{IV} = q_m$$

Sageli soovitatakse võtta piki- ja põikribidega jäigastatud ortotroopse plaadi arvutamisel

$$H^2 = D_x D_y$$

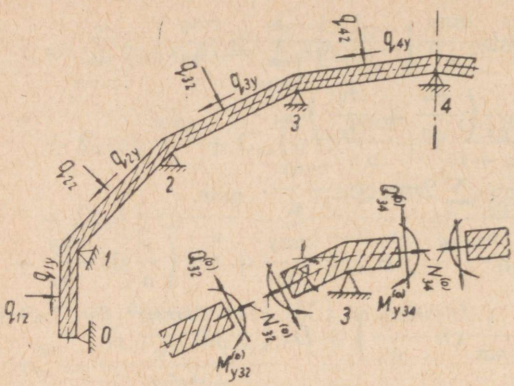
Sel juhul on

$$w_m = \sum_{m=1}^{\infty}\left(A_m\operatorname{sh} r_1 y + B_m\frac{m\pi}{a}y\operatorname{sh} r_1 y + C_m\operatorname{ch} r_1 y + \right.$$

$$\left. + D_m\frac{m\pi}{a}y\operatorname{ch} r_1 y + w_{m(e)}\right)\sin\frac{m\pi x}{a}$$

kus $w_{m(e)}$ on võrrandi erilahend,

$$r_1 = \frac{m\pi}{a}\sqrt{\frac{D_x}{D_y}}$$



JOON. 181

Määrame nüüd tahkude pikiservadele mõjuvad tundmatud lõikejõud. Koosnegu arvutus järgmistest etappidest.

I etapp (joonis 181). Olgu üksikud tahud koormatud väliskoormusega q_y, q_z. Eeldame, et tahu servad ei paigutu ega pöördu, s. o.

$$y = 0, b; \quad u = v = \frac{\partial w}{\partial y} = 0$$

Silmas pidades eeltoodud ääretingimusi, koostame iga tahu kohta 2 võrrandisüsteemi ning arvutame funktsioonide u, v tundmatud kordajad A_m, B_m, C_m ja D_m ning läbipaindefunktsiooni $w(x, y)$ tundmatud kordajad $\overline{A}_m$, $\overline{B}_m$, $\overline{C}_m$ ja $\overline{D}_m$. Edasi määrame tahu servadele mõjuvad lõikejõud ning kanname need tahu servadele ja sõlmedesse. Seejuures selgub pea alati, et tahu sõlmed ei ole tasakaalus, see aga viitab sellele, et valitud ääretingimused ei ole kooskõlas tegelikega ja meil tuleb arvutust korrigeerida.

II etapp. Oletame, et üksikud tahud painduvad oma pinnas, mille tagajärjel tahu servad kõverduvad. Andes ette iga tahu servale paigutise $v_{im} \sin \frac{m\pi x}{a}$ ning nõudes seejuures, et kohakuti asetsevate tahkude servade relatiivsed pikenemised peavad olema võrdsed, koostame võrrandisüsteemi, millest määrame u ja v tundmatud kordajad A_m, B_m, C_m ja D_m. Ühtlasi arvutame tahu ser-

vadele mõjuvad lõikejõud ja kanname need tahu servadele ja sõlmedesse.

III etapp. Arvutame üksikute tahkude servade paigutised v_{im} joonisel 182 toodud skeemi kohaselt.

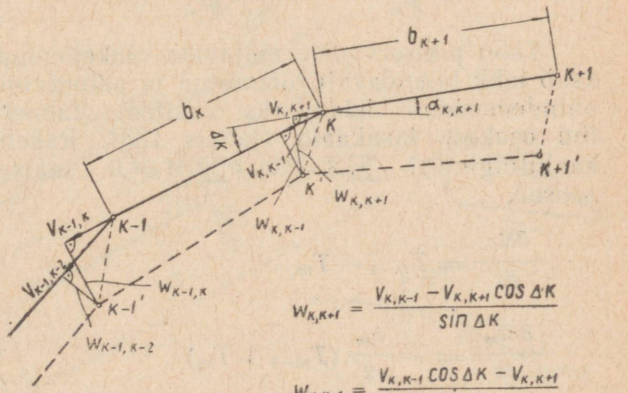
IV etapp. Anname plaadi servadele III etapil arvutatud paigutised ja määrame servadele rakendatud põikjõu $V_m \sin\frac{m\pi x}{a}$ väärtused. Kanname need tahkude sõlmedesse.

V etapp. Pöörame vastastikku asetsevate tahkude servi pöördenurga $\theta_{im} \sin\frac{m\pi x}{a}$ võrra ning arvutame tahu servadele mõjuvad paindemomendid ja põikjõud. Kanname need tahu servadele ja sõlmedesse.

VI etapp. Määrame nüüd tahkude servade tegelikud paigutised ja pöördenurgad tingimusest, et iga tahu sõlme puhul peavad olema rahuldatud tasakaaluvõrrandid

$$\sum X = 0; \qquad \sum Y = 0; \qquad \sum M = 0$$

Summeerides nii üksikutel etappidel sõlmele mõjuvad koormused ja rakendades sõlme kohta tasakaalutingimusi, koostame kogu süsteemi kohta võrrandisüsteemi, millest arvutame otsitavad tahu servade paigutised ja pöördenurgad.



JOON. 182

VII etapp. Koostame tahkkanduri üksikute lõigete kohta sisejõudude N_x, N_y, N_{xy} ja M_y epüürid ja määrame keskl̃oike deformeerunud kuju.

Kui tahkkanduri tahud on ühendatud omavahel šarniirselt, võime tahkkandurit arvutada lihtsustatud arvutusmeetodi kohaselt. Nimelt kanname tahkudele mõjuvad väliskoormused tahkude sõlmedesse (liitejoontele) ja jagame seal üksikutele tahkudele. Edasi lahutame tahkkanduri üksikuteks tahkudeks (taladeks), mis on koormatud peale põikkoormuse veel mööda tahu pikiservi mõjuvate tundmatute nihkejõududega. Need tundmatud nihkejõud määrame deformatsioonide pidevuse tingimusest: vastastikku asetsevate tahkude servade relatiivsed pikenemised-lühenemised peavad olema võrdsed. Nii saame võrrandisüsteemi nihkejõudude T_m määramiseks.

Joonisel 183 on kujutatud tahk m ja temale mõjuvad koormused. Vaatleme esmalt juhtu, kui tahk on koormatud ühtlaselt jaotatud põikkoormusega q_m. Paindemomendi

$$M_m^{(0)} = q_m \frac{l^2 - 4x^2}{8}$$

toimel tekivad tahu servadel pinged

$$\sigma_m^{(0)} = \pm \frac{M_m^{(0)}}{W_m} = \pm \frac{M_m^{(0)} \cdot 6}{\delta_{xm} \cdot h^2_m}$$

Tahu pikiservadele mõjuvate nihkejõudude tagajärjel saab tahk täiendavalt tõmmatud ja painutatud. Pikijõu ja paindemomendi leidmiseks vaatleme tahust väljalõigatud osakese tasakaalu (joonis 183). Rakendades tasakaalutingimusi $\sum X = 0$; $\sum M = 0$, saame järgmised seosed:

$$\frac{\partial N_m}{\partial x} = T_{m-1} - T_m$$

$$\frac{\partial M_m^{(1)}}{\partial x} = -\frac{h_m}{2}(T_{m-1} + T_m)$$

Täiendavad pinged tahu servadel pikijõust ja paindemomendist

$$\max \sigma_m^{(1)} = + \frac{N_m^{(1)}}{\delta_{xm} h_m} \pm \frac{M_m^{(1)} \cdot 6}{\delta_{xm} h_m^2}$$

Lõplikud pinged tahu servadel

$$\max \sigma = \max \sigma_m^{(0)} + \max \sigma_m^{(1)} =$$

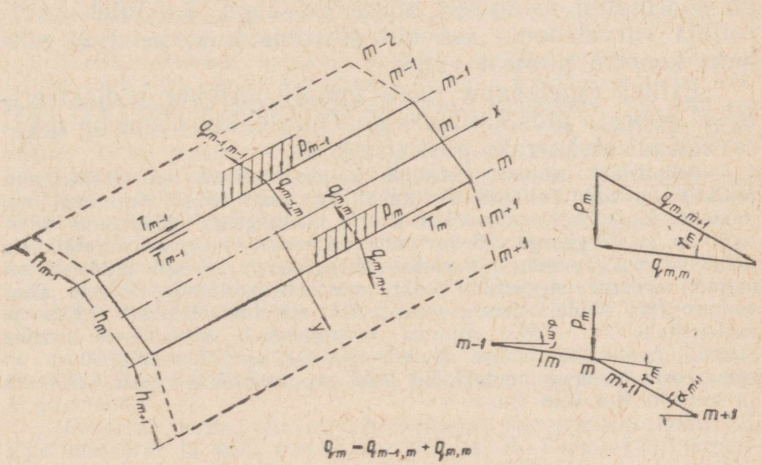
$$= \pm \frac{M_m^{(0)} \cdot 6}{\delta_{xm} h_m^2} + \frac{N_m^{(1)}}{\delta_{xm} h_m} \pm \frac{M_m^{(1)} \cdot 6}{\delta_{xm} h_m^2}$$

Analoogilised avaldised saame tahkude $m-1$ ja $m+1$ kohta.

Tingimusest, et vastastikku asetsevate tahkude servade pinged peavad olema võrdsed, saame järgmise võrrandisüsteemi tundmatute nihkejõudude määramiseks:

$$T_{m-1} \frac{1}{\delta_{xm} h_m} + T_m \left(\frac{2}{\delta_{xm} h_m} + \frac{2}{\delta_{x,m+1} h_{m+1}} \right) +$$

$$+ T_{m+1} \frac{1}{\delta_{x,m+1} h_{m+1}} = \frac{3Q_m^{(0)}}{\delta_{xm} h_m^2} + \frac{3Q_{m+1}^{(0)}}{\delta_{x,m+1} h_{m+1}^2} \qquad (1.156)$$



JOON. 183

Sageli on otstarbekohane valida tundmatuiks mitte nihkejõud, vaid nende tuletised. Sel juhul on võrrandisüsteemi (1.156) kujuks

$$T'_{m-1}\frac{1}{\delta_m h_m}+T'_m\left(\frac{2}{\delta_m h_m}+\frac{2}{\delta_{m+1}h_{m+1}}\right)+$$

$$+T'_{m+1}\frac{1}{\delta_{m+1}h_{m+1}}=-\frac{3q_m}{t_m h_m^2}-\frac{3q_{m+1}}{t_{m+1}h_{m+1}^2} \qquad (1.157)$$

$\left(\text{avaldise tuletamisel peetagu silmas, et } \frac{\partial Q^{(0)}}{\partial x}=-q\right)$.

Pärast tundmatute nihkejõudude leidmist vaatleme üksikuid tahke kui lihttalasid, mille otsad on kinnitatud toediafragmade külge.

Katsed ribidega jäigastatud silindriliste koorikutega näitavad, et koormamisel kaotab kooriku nahk juba suhteliselt väikese koormuse juures oma kohaliku stabiilsuse. Seejuures ei too naha stabiilsuse kadu kaasa veel kooriku kandevõime kaotust. Seetõttu tuleb kooriku töötamisel arvestada naha kriitilisejärgse staadiumi tööd. Eriti kehtib see toediafragma lähedal asuvate paneelide kohta, mis on koormatud peamiselt nihkejõududega. Ka tuleb kontrollida survetsoonis asuvaid pikiribisid, et need ei nõtkuks kooriku pinnast välja.

Erilist tähelepanu tuleb metallkoorikute projekteerimisel pöörata üldstabiilsuse kontrollile, kuna siin on määravaks piirolukorraks püsivuse kadu.

Silindrilisi ribilisi metallist katusekoorikuid on eksperimentaalselt uuritud Tallinna Polütehnilises Instituudis. Katsetati neli mudelit. Modelleeritavaks võeti koorik mõõtmetega põhiplaanis 18 × × 30 m ja kõrgusega 4,5 m, mille pikiservad toetuvad ääretaladele ja otsad oma pinnas jäikadele diafragmadele. Kõigil mudeleil oli metall üksikute elementide vahel võrdselt jaotatud: ribidele ühes suunas 7%, ribidele teises suunas 7%, ääreliikmetele 10 ... 12% ja kattenahale 74 ... 76%. Muutus redutseeritud ortotroopse kooriku paksus. Arvestades ümber modelleeritavale koorikule 18 × 30 m oli redutseeritud paksus mudelil K-1 1,55 cm, mudelil K-2 ja K-3 0,93 cm ja mudelil K-4 0,48 cm.

Mudelite geomeetriat iseloomustavad järgmised suurused:

Mudel	Mõõtmed cm				Ribide suund
	pikkus	laius	kõrgus	naha paksus	
K-1	69,8	43	10,6	0,028	piki ja põiki
K-2	150	90	22,5	0,036	piki ja põiki
K-3	150	90	22,5	0,036	kahes suunas, moodustajaga 45° all
K-4	300	180	45	0,036	piki ja põiki

Mudelite koormamiseks kasutati kahte moodust. Tegelikkuses esinevat vertikaalkoormust imiteeriti mudelite koormamisel spetsiaalsete vihtidega läbi liivakihi. Paralleelselt kasutati ka mudelite koormamist õhuga spetsiaalsete kummikottide abil. Katsetel selgus, et kvalitatiivseid erinevusi tulemustes ei esinenud. Seega võib kasutada õhuga koormamist, mis on tunduvalt hõlpsam. Paigutisi mõõdeti mõõtkelladega, deformatsioone traattakistustensomeetritega.

Katsetulemused võib lühidalt kokku võtta järgmiselt.

1. Sisejõudude jaotus ribidega koorikuis erineb tunduvalt sisejõudude jaotusest ribideta koorikuis. Suurem osa sisejõududest langeb ribidele, samal ajal kui pinged paneelides võivad olla analoogilise ribideta kooriku pingeist väiksemad.

2. Üksikud paneelid kaotasid stabiilsuse kolme poollaine äkilise löögiga. Paneelide stabiilsuse kadu ei põhjusta üldstabiilsuse kadu ega kandevõime ammendamist. Stabiilsuskao laine üksikutes paneelides ei põhjustanud plastseid deformatsioone sellest hoolimata, et laine kõrgus saavutas suuruse kuni 30 mm.

3. Üldstabiilsuse kaotasid mudelid ristlõike pideva deformeerumise tagajärjel elastses staadiumis. Mingist koormusest alates hakkasid paigutised ja deformatsioonid järsult suurenema. See koormus loetigi kriitiliseks. Pikisuunas tekkis koorikule üks poollaine, põiksuunas kolm poollainet. Mudelil K-1, mille suhteline paksus oli kõige suurem, tekkis keskmine mõlk, mis haaras mitut ribi, suunaga sissepoole, enne kui nõtkusid välja üksikud paneelid. Ülejäänud mudeleil mõlkusid kõigepealt välja üksikud paneelid, seejärel tekkisid üldstabiilsuse kao lained, kusjuures keskmine poollaine oli suunatud väljapoole. Kui mudeli K-4 pikiääri tugevdati väga suure jäikusega ääretalaga, siis esines teine üldstabiilsuse kao vorm. Kooriku nurkadest hakkasid arenema lained, mis haarasid mitut ribi (analoogiliselt *S. Timaševi* katsetega).

4. Mudelite K-2 ja K-3 erinev ribide asetus põhjustas tunduvaid erinevusi sisejõudude jaotuses, kuid kriitilisele koormusele see mõju ei avaldanud.

Paneelide jaoks, mis on piki kontuuri šarniirselt toetatud jäigale kontuurile ja mille $k = b^2/R\delta < 200$, sai *A. Volmir* [26] järgmised seaduspärasused. Juhul kui $0 < k < 50$, hakkas läbipaine kasvama koormamise algusest peale, kusjuures kriitiliseks loeti koormus, mil-

lest alates läbipainded tunduvalt suurenesid. Põiksuunas tekkis kolm poollainet. Kui $50 < k < 175$, siis toimus stabiilsuse kadu järsu hüppega, kusjuures tekkis põiksuunas kolm poollainet, neist enamasti keskmine sissepoole. Kui $175 < k < 200$, siis kuni stabiilsuse kaoni läbivajumised peaaegu puudusid. Järsu hüppega tekkis kolm poollainet, neist kaks sissepoole.

Katsetest selgub veel, et ääreliikme eelpingestamine kriitilise koormuse suurusele olulist mõju ei avalda.

Nagu eeltoodust selgub, on raske anda valemit kooriku kriitilise koormuse määramiseks. Selleks et saada nii ülemine kui ka alumine kriitiline koormus, tuleb ülesanne lahendada mittelineaarses seades, arvestades seejuures reaalseid ääretingimusi.

Juhul kui isotroopne silindriline koorik toetub vabalt jäigale kontuurile, võime ülemise kriitilise koormuse määrata lihtsustatud valemist

$$q_{kr} = \frac{2\pi}{3\sqrt{6}} \frac{E}{(1-\mu^2)^{0,75}} \frac{\delta}{a} \left(\frac{\delta}{R}\right)^{3/2}$$

kus a — kooriku pikkus,
δ — naha paksus,
R — raadius.

Juhul kui metallist ribikoorikut soovitakse arvutada, arvesse võttes ribide diskreetset asetust, tuleks:

a) lahutada silinderkoorik üksikelementideks ja määrata tundmatud kontaktjõud naha ja ribide koostööst,

b) kasutada kooriku arvutamisel ribide diskreetse asetuse arvessevõtmiseks *Dirac*'i δ-funktsiooni.

Nimelt võib deltafunktsioonide abil välja kirjutada sisejõudude ja momentide avaldised, mis võtavad arvesse juba ka ribide diskreetset asetust.

Selline arvutusmeetod on väljatöötamisel TPI ehituskonstruktsioonide kateedris.

Seni oli juttu silinderkoorikutest, mille juhtjooneks on ringjoon. TPI-s tehtud katsed näitavad, et nii juhtjoone kuju kui ka ääreliikme jäikus mõjutavad kooriku stabiilsust.

Silinderkoorikute stabiilsuse uurimiseks tehti rida katseid, millega uuriti juhtjoone kuju mõju kooriku stabiilsusele.

Katsekehad valmistati avale 430×712 mm. Kooriku nahk valmistati valgest plekist paksusega $\delta = 0{,}36$ mm, mõõtmetega 500×712 mm, diafragmad ja ääreliikmed — 1 mm paksusest terasplekist. Ühendused tehti poltidega. Katsete üldarv oli 30.

Juhtjoone kujuks valiti:
— poolellips,
— kuupparabooli kaar,
— ruutparabooli kaar,
— ringikaar,
— siinuspoollaine.
Koormuseks kasutati õhkpatju.

Deformatsioone mõõdeti elektriliste traattensomeetritega, paigutisi mõõtkelladega.

Parimaid tulemusi andis kuupparabooli kaare kujulise juhtjoonega koorik, millel nii esimene elastne kui ka esimene plastne mõlk ilmusid tunduvalt hiljem kui teistel kujudel. Samuti jäid kooriku naha ja ääreliikmete paigutised tunduvalt väiksemateks kui teistel kujudel. Kooriku naha paigutisi iseloomustas küllaltki kvalitatiivselt vertikaalpaigutise epüür, mille üldine kuju (viis laineharja) säilis kuni kandevõime kaotuseni. Teistel kujudel (eriti ruutparaboolil ja ringil, sinusoidil ja ellipsil vähem) on viis laineharja paigutise epüüris vaid väikeste koormuste puhul, hiljem jääb alles vaid kolm laineharja, mis stabiilsuse seisukohalt on muidugi palju halvem.

Ka põikpaindemomentide ja pikipingete jaotus on kuupparaboolsel silindril mõnevõrra ühtlasem kui teistel kujudel.

Kuju muutumisest tekkinud erinevused on näha epüüridel.

Huvitav on võrrelda ka erineva kujuga koorikute purunemispilte.

Ringsilindri, ruutparabooli ja siinuspoollaine puhul on tüüpiline terava viilu tekkimine kooriku pikisümmeetriateljele. Vahetult enne kandevõime kadu ilmub teravate servadega nn. tagurpidine mõlk, mis suubub viilu harja.

Kuupparabooli ja ellipsi puhul moodustub kahe terava viiluga tahkkandur ja enne purunemist ilmub alguses mitu elastset tagurpidist mõlki, millest üks domineerivam muutub hiljem tugevalt plastseks, millele järgneb kandevõime kadu.

Külgtahud on kuupparaboolsetel koorikutel 14...15 cm laiused, seega tunduvalt laiemad kui elliptilistel (9...12 cm).

Neist katsetest võib teha järgmised järeldused.

1. Nii esimeste mõlkide ilmnemise järgi kui ka stabiilsuse ja kandevõime seisukohalt on otstarbekaimaks silindrilise kooriku kujuks kuupparabool (või mingi sellele lähedane kõver). Mõlkide vältimise seisukohalt järgneb talle ellips (samuti ka stabiilsuse järgi; kandevõime on ellipskoorikul aga mõnevõrra väiksem kui ringil, ruutparaboolil ja siinuspoollainel).

Ring-, ruutparabool- ja siinuskooriku omadused on võrdlemisi lähedased. Neist ebasoodsaim on sinusoid; mõlgid tekivad ringsilinderkoorikul hiljem kui ruutparaboolkoorikul, kandevõime tundub aga viimasel mõnevõrra suurem olevat.

2. Üldiselt on tugevusvaru esimeste mõlkide ilmumisest kuni kandevõime kaotuseni umbes kahekordne.

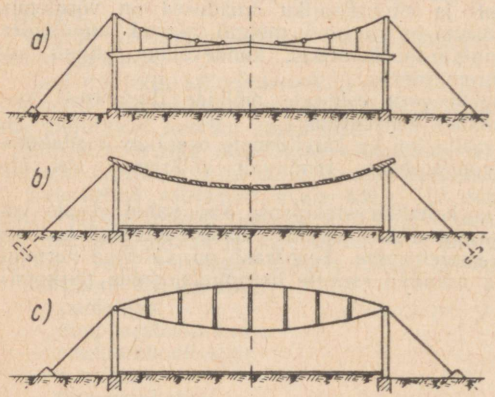
3. Paigutised (nii naha kui ka ääreliikmete osas) on madalamatel kujudel (ellips, kuupparabool) tunduvalt väiksemad kui ülejäänutel.

4. Üldstabiilsuse ja kohaliku stabiilsuse kao vahel ei ole võimalik teravat vahet teha, kuna juba esimese elastse mõlgiga kaasneb deformatsioonide järsk suurenemine. Seepärast on väldituid terminit «stabiilsuse kadu», mida asendab «suurte deformatsioonide piirkond».

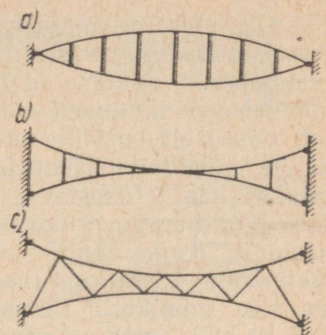
1.12. RIPPKONSTRUKTSIOONID

Viimasel ajal kasutatakse suurtel silletel painde- ja surveelementide (talad, kaared, raamid) kõrval laialdaselt ka tõmbeelemente (peamiselt trosse). Viimastes saab efektiivselt ära kasutada materjalide suurt tugevust. Keskseteks probleemideks rippkatuste projekteerimisel on katuse jäikuse tagamine ja horisontaalsete toereaktsioonide (rõhtturvete) vastuvõtmine. Katuse jäikuse tagamiseks on kasutatud jäigastustalasid (joon. 184, *a*) analoogiliselt rippsildadega, eelpingestatud raudbetoonpaneele (joon. 184, *b*) ning pingestustrosse (joon. 184, *c*). Jäigastustalaga süsteemi kujundamisel tekib tõsiseid raskusi trosside kaitsmisel ilmastikumõjude eest ning katuse tihendamisel riputite läbiminekukohtades. Raudbetoonpaneelidega eelpingestatud süsteem kuulub raudbetoonkoorikute valdkonda ning seda käesolevas ei käsitleta. Kergete rippkatuste jäikus tagatakse enamasti pingestustrossidega, mis asetsevad vastavate kandetrossidega samas tasapinnas või moodustavad koos kandetrossidega eelpingestatud negatiivse kõverusega pinna.

Samas vertikaaltasandis asetsevate trosside vastastikune asend fikseeritakse kas survevarraste (joon. 185, *a*) või tõmmitsatega (joon. 185, *b*). Diagonaalvõrguga süsteem (joon. 185, *c*) kujutab endast eelpingestatud sõres-

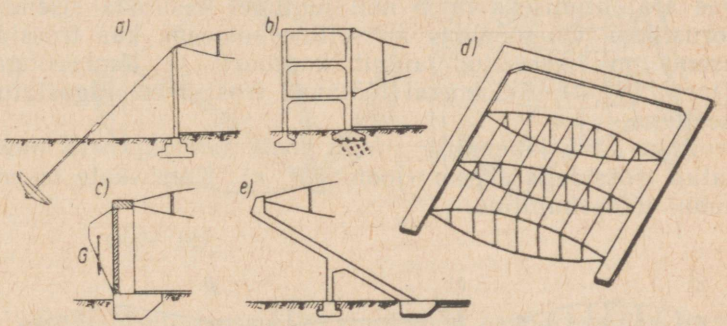


JOON. 184



JOON. 185

JOON. 186



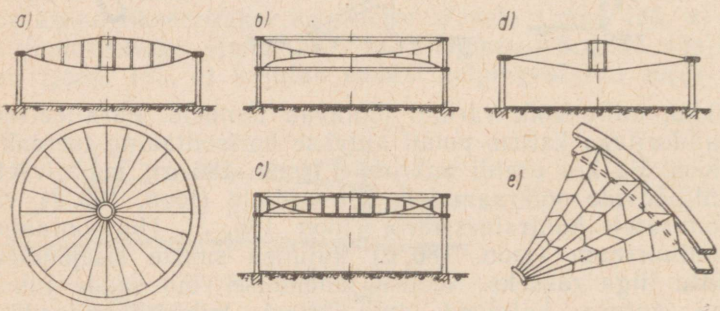
tikku, mille kõik vardad töötavad tõmbele. Paralleelsete kanduritega katuse puhul antakse horisontaalne toereaktsioon üle kas eraldi ankrutele (joon. 186, *a*), massiivsete külglöövide põikraamidele või seintele (joon. 186, *b*) või võimsatele kontraforssidele (joon. 186, *c*). Horisontaalne kontuurraam (joon. 186, *d*) kujuneb suurte sisejõudude tõttu liiga raskeks. Soodsa lahenduse võib saada juhul, kui katuse kaldtoed on ühtlasi tribüünikanduriteks (joon. 186, *e*).

Vee ärajuhtimiseks antakse nõgusale katusele pikisuunaline kalle või kasutatakse sisemist äravoolutorustikku.

Paralleelsete kanduritega süsteemi kasutamine on mõeldav ka ristkülikust erineva põhiplaani korral. Nii näiteks võiks kontuuri moodustada tasapinnalistest kaartest.

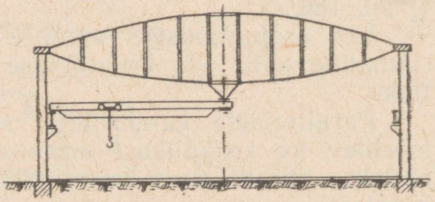
Üks efektiivsemaid rippkonstruktsioone on radiaalsete trosskanduritega süsteem (joon. 187, *a*). Trosside toereaktsioonid antakse üle ringikujulisele kontuurirõngale, mis tehakse tavaliselt raudbetoonist. Kontuurirõngas töötab põhiliselt survele ning toetub välisseina pinnas olevatele postidele. Tõmbele töötav tsentrirõngas moodustatakse kas terasest või alumiiniumist. Trosside asendit fikseerivad survevardad tehakse kas alumiinium- või terastorudest. Kuna nende varraste pikkus võib hoone suure läbimõõdu korral kujuneda küllalt suureks, kasutatakse ka siin mõnikord tõmmatud ühendusvarrastega (joon. 187, *b*) või kombineeritud (joon. 187, *c*) skeemi. Vihmavee ärajuhtimiseks tuleb neil juhtudel kasutada sisemist torustikku. On mõeldav ka selline süsteem, kus trosside asend on fikseeritud ainult kontuuril ja tõmberõngal (joon. 187, *d*). Sel korral töötavad trossid eelpingestatud keeltena.

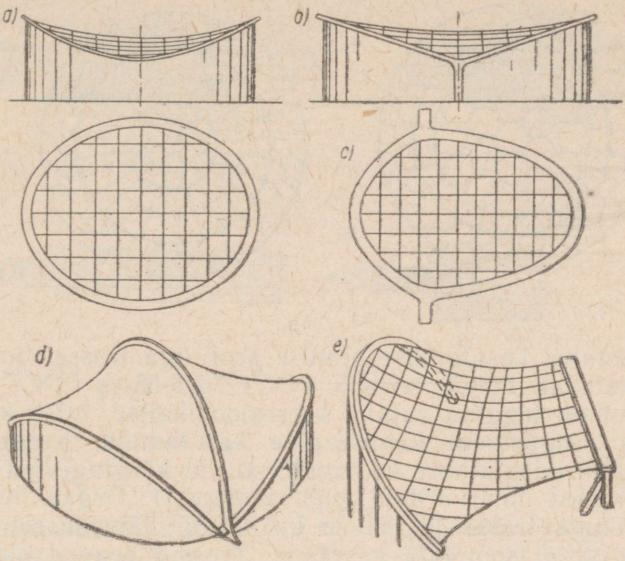
Huvitava lahenduse annab poole sammu võrra nihutatud trossidega skeem (joon. 187, *e*). Katusekate on sel juhul lõõtsakujuline.



JOON. 187

JOON. 188



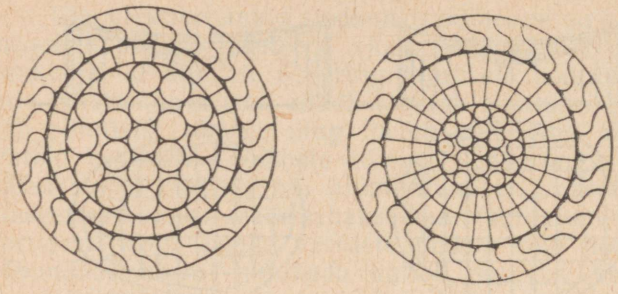


JOON. 189

Radiaalsete trossidega rippkatust saab kasutada isegi sildkraanadega tööstushoonetes (joon. 188). Kraanasild liigub ühe otsaga piki ringikujulist roobast, teine ots aga on riputatud katuse tsentrirõnga külge.

Väga mitmekesiseid ruumikujunduse võimalusi pakuvad negatiivse kõverusega rippkatused, mille kande- ja pingestustrossid moodustavad ortogonaalsele lähedase võrgu. Katuse kontuuriks on kas sujuv kinnine ruumiline kõver (joon. 189, *a*) või kaks tasapinnalist kaart (joon. 189, *b*). Tööde tegemise seisukohalt on viimane moodus parem. Ka kontuuri paindemomendid on viimasel juhul oluliselt väiksemad. On kasutatud ka ebasümmeetrilist plaanilahendust (joon. 189, *c*) ning kahe negatiivse kõverusega pinna kombinatsiooni (joon. 189, *d*). Kontuuri elementideks võivad olla ka võimsad trossid (joon. 189, *e*).

Rippkatuse põhielemendid — trossid — valitakse vastavalt riiklike standardite nomenklatuurile (ГОСТ 3062-55 kuni 3068-55, samuti ГОСТ 7680-55). Vastutusrikkamatel

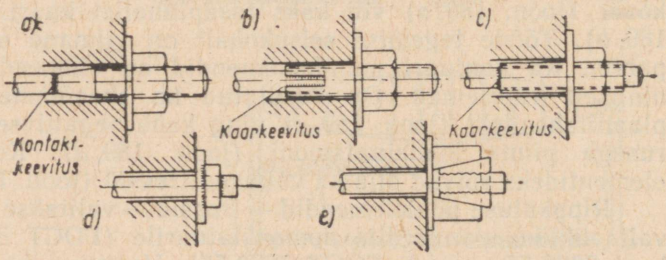


JOON. 190

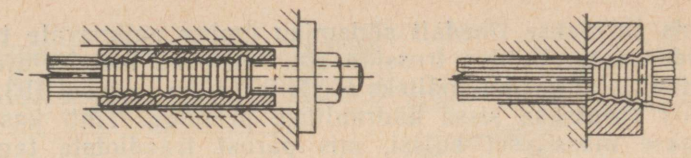
juhtudel kasutatakse kinnise profiiliga trosse (joon. 190) vastavalt ГОСТ 3090-55, ГОСТ 7675-55 ja ГОСТ 7676-55. Kui on tagatud vajalik korrosioonikaitse, tuleb kõne alla ka pingbetooni kimpsarruse kasutamine. Kerge katuse puhul kasutatakse ka tavalisest või kõrgtugevast süsinikterasest ümarvardaid (või ribaterast). Orgaanilise südamikuga trosse ja vähem kui 1 mm jämedusest traadist trosse ei soovitata kasutada. Trossid peavad olema ette tõmmatud arvutuslikust ca 10% võrra suurema jõuga.

Mõnikord asendatakse trossid õhukestest teras- või alumiiniumlehtedest pideva pinnaga, mis on nagu trossidki võimeline töötama ainult tõmbele. Sel puhul kasutatakse tavalisi ehitusteraseid või alumiiniumisulameid.

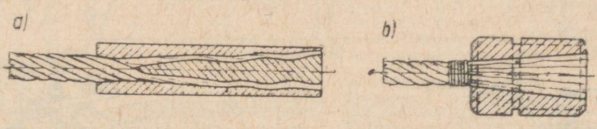
Trosside otsad varustatakse ankurduspeadega, millest vähemalt üks on reguleeritav. Ümarterasest varda ankurduspead on tavaliselt keermega (joon. 191, *a*, *b*, *c*) või külgekeevitatud seibiga (joon. 191, *d*), harvem koonilise kiiluga (joon. 191, *e*). Kõrgtugevate terastraatide kimbu ankurduspea (joon. 192) koosneb südamikust ja hülsist,



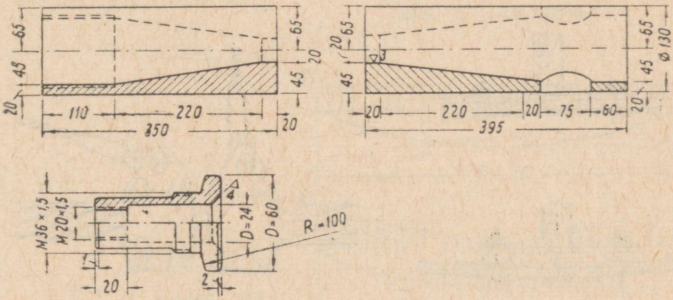
JOON. 191



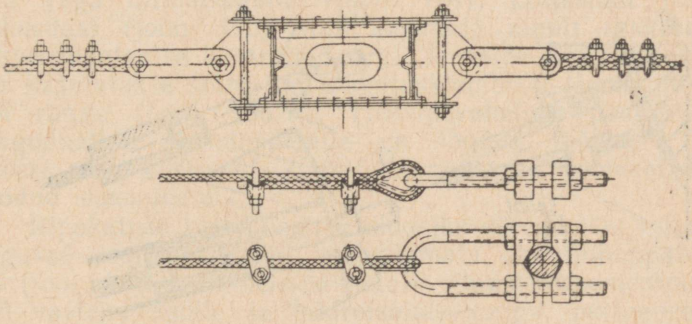
JOON. 192



JOON. 193



JOON. 194

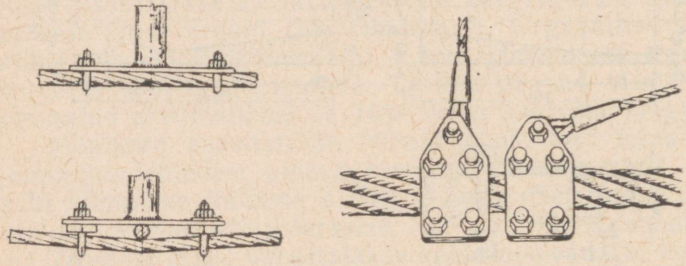


JOON. 195

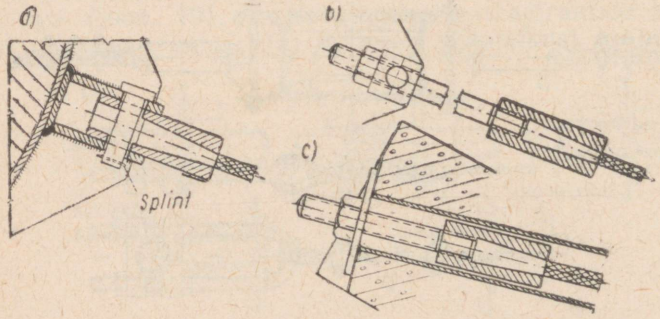
mis surutakse tihedalt südamiku ümber paiknevate traatide vastu. Valmis trosside ankurduspead moodustatakse hülsi ja kiilu abil (näiteks НИИ-200 tüüp joonisel 193, *a*), mis surutakse sisse hüdraulilise pressiga. Tihti kasutatakse massiivset hülssi, mis pärast traadiotste tagasipööramist valatakse täis spetsiaalset babiidisegu (joon. 193, *b*). Olenevalt kinnitusest võib ankurduspea kujundus



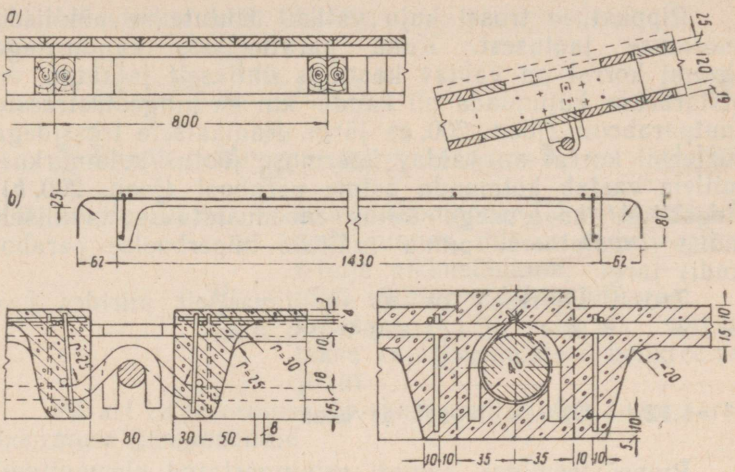
JOON. 196



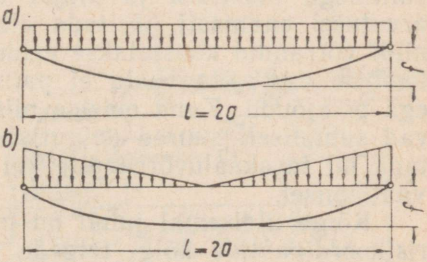
JOON. 197



JOON. 198



JOON. 199



JOON. 200

olla väga mitmesugune (joon. 194). Lihtsamat tüüpi ankurdust (joon. 195) võib kasutada ainult igakordse eksperimentaalse kontrolli korral. Trosside ristumiskohtades kasutatakse stantsitud kinnitusklambreid (joon. 196, *a*) või range (joon. 196, *b*). Trossidevaheliste postide ja diagonaalide ühendusdetaile on toodud joonisel 197. Trossi võib kontuurile kinnitada vastavalt joonisel 198 toodud skeemidele.

Rippkatuse kattekonstruktsiooniks võivad olla mitmesugused soojustatud või soojustamata alumiiniumpaneelid (joon. 1 ja 2), lainelised metall- või asbesttsementplaadid vastava sooja- ja hüdroisolatsiooniga, puitpaneelid (joon. 199, *a*) või ka raudbetoonpaneelid (joon. 199, *b*).

Rippkatuse trossi kuju valikul lähtutakse põhiliselt koormuse jaotusest. Kuna paralleelsete kanduritega skeemi korral on valdav koormus ühtlaselt jaotatud, on otstarbekas kujundada nii kande- kui ka pingestustrossid ruutparabooli (joon. 200, *a*) järgi. Radiaalsete trossidega süsteemi korral on valdav koormuse jaotus kolmnurkne, millele vastab kolmanda astme parabool (joon. 200, *b*). Negatiivse kõverusega katus moodustatakse tavaliselt mõne translatoorse pinna (näiteks hüperboolse paraboloidi) järgi.

Trossi läbirippe suurus on tavaliselt piirides $f = l/20 \ldots 8$, kus l on vastava trossi sille.

1.12.1. Üksiku trossi arvutus

Rippsüsteemides, samuti eelpingestatud elementides, vantidega mastides ja mujal kasutatavaid trosse võib arvutusel enamasti käsitada elastsete niitidena. Elastse niidi võrrandid koostatakse eeldusel, et niit töötab ainult tõmbele ega võta vastu ei painde- ega väändemomente ega põikjõudu. Kuna elastse niidi töötamist iseloomustavad suhteliselt suured paigutised, tuleb viimaseid arvestada nii tasakaaluvõrrandite kui ka geomeetriliste seoste vaatlemisel.

Kõige üldisemal juhul on niit koormatud jõududega ristkoordinaatide kõigi telgede suunas. Võrrandite tuletamisel on otstarbekas opereerida niidi sisejõu horisontaalkomponendiga telje x sihis (joon. 201) ning reaktsioonid telgede y ja z sihis avaldada põhikomponendi ja nurgafunktsioonide kaudu.

Tasakaalutingimused algolukorras saame vastavalt joonisele kujul:

$$\sum X = 0; \quad \frac{dH_0}{dx} + p_{0x} = 0$$

millest

$$H_0 = C_0 - \int p_{0x}\, dx \tag{1.158}$$

$$\sum Y = 0; \quad H_0 \frac{d^2y}{dx^2} + \frac{dH_0}{dx}\frac{dy}{dx} + p_{0y} = 0$$

ehk arvestades seost (1.158),

$$H_0 \frac{d^2y}{dx^2} - p_{0x} \frac{dy}{dx} + p_{0y} = 0 \qquad (1.159)$$

$$\sum Z = 0; \quad H_0 \frac{d^2z}{dx^2} - p_{0x} \frac{dz}{dx} + p_{0z} = 0 \qquad (1.160)$$

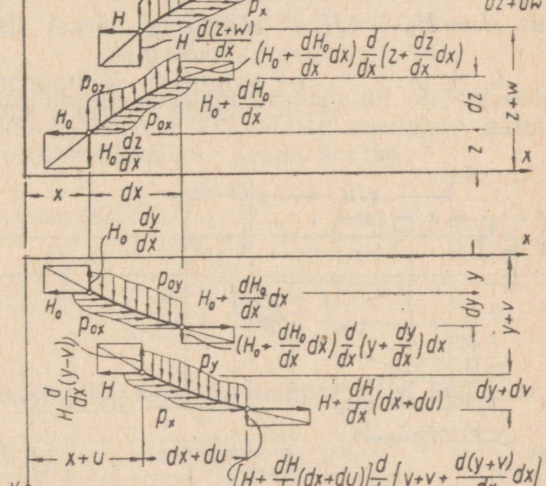
kus p_{0x}, p_{0y} ja p_{0z} — koormuskomponendid vastavate telgede suunas, mis on redutseeritud x-telje pikkusühikule;

H_0 — niidi rõhtturve lähteolukorras;

C_0 — konstant, mille väärtus määratakse rajatingimustest konkreetsel juhul.

Pärast lisakoormuse Δp rakendamist olgu summaarse koormuse komponendid

$$p_x = p_{0x} + \Delta p_x; \quad p_y = p_{0y} + \Delta p_y; \quad p_z = p_{0z} + \Delta p_z$$



JOON. 201

Tasakaaluvõrrandid saame nüüd kujul

$$\sum X = 0; \quad \frac{dH}{dx}(dx + du) + p_x\,dx = 0$$

millest

$$H = C - \int \frac{p_x\,dx}{1 + \frac{du}{dx}} \tag{1.161}$$

$$\sum Y = 0; \quad H\frac{d^2y}{dx^2} + H\frac{d^2v}{dx^2} +$$

$$+ \frac{dH}{dx}\left(1 + \frac{du}{dx}\right)\left(\frac{dy}{dx} + \frac{dv}{dx}\right) + p_y = 0$$

ehk

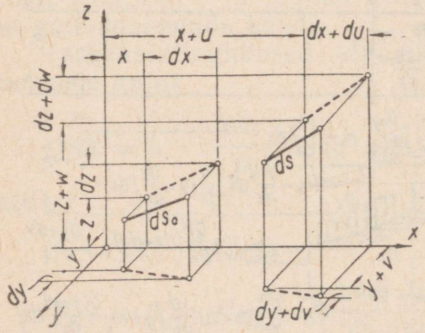
$$H\frac{d^2y}{dx^2} + H\frac{d^2v}{dx^2} - p_x\frac{dy}{dx} - p_x\frac{dv}{dx} + p_y = 0 \tag{1.162}$$

$$\sum Z = 0; \quad H\frac{d^2z}{dx^2} + H\frac{d^2w}{dx^2} - p_x\frac{dz}{dx} -$$

$$- p_x\frac{dw}{dx} + p_z = 0 \tag{1.163}$$

kus $H = H_0 + \Delta H$ — rõhtturve pärast lisakoormuse Δp rakendamist,

$u,\ v,\ w$ — paigutise komponendid vastavalt telgede x, y ja z suunas.



JOON. 202

Niidi deformatsiooni iseloomustamiseks määrame suhtelise pikenemise

$$\varepsilon = \frac{ds - ds_0}{ds_0} = \frac{ds}{ds_0} - 1$$

kus ds_0 ja ds — trossielemendi pikkus enne ja pärast lisakoormuse rakendamist.

Vastavalt joonisele 202 saame

$$ds_0 = dx\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}$$

$$ds = dx\sqrt{1 + 2\frac{du}{dx} + \left(\frac{du}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + 2\frac{dy}{dx}\frac{dv}{dx} + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2 + 2\frac{dz}{dx}\frac{dv}{dx} + \left(\frac{dw}{dx}\right)^2}$$

$$\varepsilon = \sqrt{1 + \frac{2\frac{du}{dx} + \left(\frac{du}{dx}\right)^2 + 2\frac{dy}{dx}\frac{dv}{dx} + \left(\frac{dv}{dx}\right)^2 + 2\frac{dz}{dx}\frac{dw}{dx} + \left(\frac{dw}{dx}\right)^2}{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}} - 1$$

Kuna murru lugeja ruutjuure märgi all on võrreldes ühega väike suurus, võime ε avaldise arendada astmeritta, piirdudes kahe liikmega. Seega saame

$$\varepsilon = \frac{\frac{du}{dx} + \frac{dy}{dx}\frac{dv}{dx} + \frac{dz}{dx}\frac{dw}{dx} + \frac{1}{2}\left(\frac{du}{dx}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{dw}{dx}\right)^2}{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2}$$

Arvestades elastsusseost ja temperatuuri muutust

$$\varepsilon = \frac{H - H_0}{EF}\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2} + \alpha t$$

saame geomeetrilisele seosele anda lõpliku kuju

$$\frac{du}{dx}+\frac{dy}{dx}\frac{dv}{dx}+\frac{dz}{dx}\frac{dw}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{du}{dx}\right)^2+\frac{1}{2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2+$$
$$+\frac{1}{2}\left(\frac{dw}{dx}\right)^2=\frac{H-H_0}{EF}\left[1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right]^{3/2}+$$
$$+\alpha t\left[1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right] \qquad (1.164)$$

Niidi paigutiste, deformatsioonide ja sisejõudude määramiseks tuleb üldjuhul lahendada süsteem viiest võrrandist viie tundmatuga, arvestades vastavaid ääretingimusi. Esitame nimetatud süsteemi kokkuvõtlikul kujul:

$$H_0=C_0-\int p_{0x}\,dx$$

$$H=C-\int\frac{p_x\,dx}{1+\frac{du}{dx}}$$

$$(H-H_0)\frac{d^2(y+v)}{dx^2}+H_0\frac{d^2v}{dx^2}-(p_x-p_{0x})\frac{d(y+v)}{dx}-$$
$$-p_{0x}\frac{dv}{dx}+\Delta p_y=0$$

$$(H-H_0)\frac{d^2(z+w)}{dx^2}+H_0\frac{d^2w}{dx^2}-(p_x-p_{0x})\frac{d(z+w)}{dx}-$$
$$-p_{0x}\frac{dw}{dx}+\Delta p_z=0$$

$$\frac{du}{dx}+\frac{dy}{dx}\frac{dv}{dx}+\frac{dz}{dx}\frac{dw}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{du}{dx}\right)^2+\frac{1}{2}\left(\frac{dv}{dx}\right)^2+$$
$$+\frac{1}{2}\left(\frac{dw}{dx}\right)^2=\frac{H-H_0}{EF}\left[1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right]^{3/2}+$$
$$+\alpha t\left[1+\left(\frac{dy}{dx}\right)^2+\left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right]$$

Tugede paigutisi tuleb arvesse võtta rajatingimustes. Kui tasapinnaline niit on koormatud ainult z-telje

suunaliste jõududega, lihtsustub ülesande lahendamine tunduvalt ning võrrandisüsteem on avaldatav kujul

$$H_0 = \text{const} \tag{1.165}$$

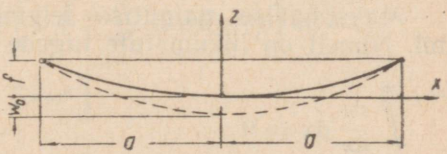
$$H = H_0 + \Delta H = \text{const} \tag{1.166}$$

$$H\frac{d^2w}{dx^2} + (H - H_0)\frac{d^2z}{dx^2} + (p - p_0) = 0 \tag{1.167}$$

$$\frac{du}{dx} + \frac{dz}{dx}\frac{dw}{dx} + \frac{1}{2}\left(\frac{dw}{dx}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{du}{dx}\right)^2 =$$

$$= \frac{H - H_0}{EF}\left[1 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right]^{3/2} \tag{1.168}$$

Tavaliselt loobutakse geomeetrilises võrrandis veel liikmest $\frac{1}{2}\left(\frac{du}{dx}\right)^2$, kuna horisontaalpaigutiste väärtused on suhteliselt väikesed.



JOON. 203

Tervel sildel ühtlaselt jaotatud vertikaalkoormuse korral (joon. 203) on lähteolukorra tasakaaluvõrrandite põhjal niidi algkujuks ruutparabool

$$z = -f\left(\frac{x}{a}\right)^2$$

Tasakaaluvõrrandist (1.167) saame

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{H - H_0}{H}\frac{2f}{a^2} - \frac{p - p_0}{H}$$

Integreerimine annab

$$\frac{dw}{dx} = A + \left[\frac{H - H_0}{H}\frac{2f}{a} - \frac{(p - p_0)a}{H}\right]\frac{x}{a}$$

Sümmeetria tõttu on kohal $x = 0$

$$\frac{dw}{dx} = 0$$

millest $A = 0$.

Teistkordsel integreerimisel saame

$$w = B + \left[\frac{(H - H_0)f}{H} - \frac{(p - p_0)a^2}{2H} \right] \frac{x^2}{a^2}$$

Rajatingimustest kohal $x \pm a$ $w = 0$ saame

$$B = w_0 = \frac{(p - p_0)a^2}{2H} - \frac{(H - H_0)f}{H}$$

kus w_0 on paigutis silde keskel.

Niidi läbirippejooneks saame ruutparabooli

$$w = w_0 \left(1 - \frac{x^2}{a^2} \right)$$

Maksimaalse paigutise leiame geomeetrilise seose abil. Nimelt on liikumatute tugede korral

$$\int_0^a \frac{du}{dx} dx = 0$$

ehk

$$\int_0^a \frac{dw}{dx} \left(\frac{dz}{dx} + \frac{1}{2} \frac{dw}{dx} \right) dx = \int_0^a \frac{H - H_0}{EF} \left[1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right]^{3/2} dx$$

Kui toe paigutis on mõjuva jõuga võrdeline, siis

$$\int_0^a \frac{dw}{dx} \left(\frac{dz}{dx} + \frac{1}{2} \frac{dw}{dx} \right) dx =$$

$$= \frac{H - H_0}{EF} \left\{ EFu^* + \int_0^a \left[1 + \left(\frac{dz}{dx} \right)^2 \right]^{3/2} dx \right\}$$

kus u^* — toe paigutis ühikkoormuse toimel.

Integreerimisel ja w_0 avaldise sisseviimisel saame seose w_0 määramiseks:

$$\frac{w_0}{f}\left(1+\frac{w_0}{f}\right)\left(2+\frac{w_0}{f}\right)=$$
$$=\frac{3H_0a^2}{2EFf^2}\frac{w_0}{f}\left[1+2\frac{f^2}{a^2}+EFu^*\right]-$$
$$-\frac{3(p-p_0)a^4}{4EFf^3}\left[1+2\frac{f^2}{a^2}+EFu^*\right]$$

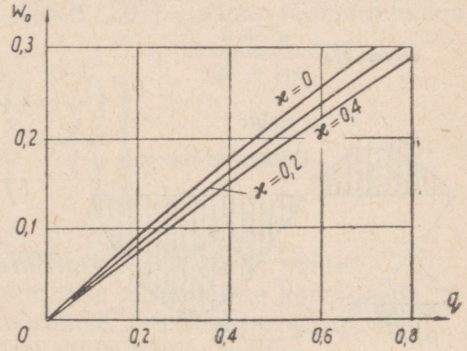
Võrrandi lahendamisel on kohane kasutada dimensioonita parameetreid

$$\omega_0=\frac{w_0}{f};\quad \varkappa=\frac{3H_0a^2}{2EFf^2};\quad q^*=\frac{3(p-p_0)a^4}{4EFf^3}$$

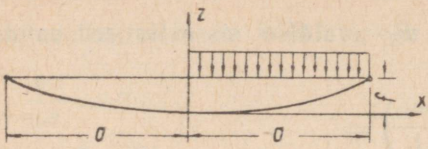
Siis on suhteline läbipaine ω_0 avaldatav kuupvõrrandist

$$\omega_0^3+3\omega_0^2+\left[2+\varkappa\left(1+2\frac{f^2}{a^2}+EFu^*\right)\right]\omega_0=$$
$$=q^*\left[1+2\frac{f^2}{a^2}+EFu^*\right] \qquad (1.169)$$

Seosed läbipaindefunktsiooni ω_0 ja koormusparameetri q^* vahel liikumatute tugedega skeemi jaoks ($u^*=0$) on esitatud graafiliselt joonisel 204.



JOON. 204



JOON. 205

Rõhtturve leitakse võrrandist

$$H = H_0 \frac{q^* + \varkappa}{\varkappa(1 + \omega_0)}$$

Ühepoolse koormuse korral (joon. 205) on trossi keskpunkti läbipaine avaldatav kuupvõrrandist

$$\omega_0^3 + 3\omega_0^2 + \left[2 + \frac{4\left(1 + 2\frac{f^2}{a^2}\right)\varkappa(\varkappa + q^*)^2 + q^{*2}}{4(\varkappa + q^*)^2 + q^{*2}} \right] \omega_0 =$$

$$= \frac{4\left(1 + 2\frac{f^2}{a^2}\right) q^*(\varkappa + q^*)^2 - q^{*2}}{4(\varkappa + q^*)^2 + q^{*2}} \qquad (1.170)$$

kus koormusparameetri väärtus on

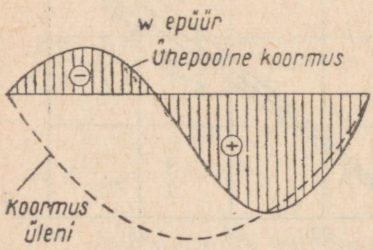
$$q^* = \frac{3\Delta p a^4}{8EFf^3}$$

Läbipaindejoone kuju saame seosest

$$\omega = \frac{w}{f} = \omega_0 + \frac{q^*(1 + \omega_0)}{q^* + \varkappa}\left(\frac{x}{a} - 2\varphi\frac{x^2}{a^2}\right) + \frac{q^* + \varkappa\omega_0}{q^* + \varkappa}\frac{x^2}{a^2}$$

Rõhtturve H on määratav seosega

$$H = H_0 \frac{q^* + \varkappa}{\varkappa(1 + \omega_0)}$$



JOON. 206

Joonisel 206 on esitatud läbipaindeepüüride näide ühtlaselt jaotatud ja ühepoolse koormuse puhul. Viimasel juhul on läbipaine maksimaalne kohal

$$\frac{x}{a} = \frac{q^*(1+\omega_0)}{2q^*(1+\omega_0)+2\omega_0(q^*+\varkappa)}$$

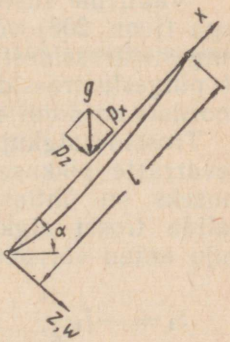
Ühes tasapinnas deformeeruva keele puhul on lähtekuju sirge ning võrrandid võib esitada kujul

$$H\frac{\mathrm{d}^2w}{\mathrm{d}x^2} - p_x\frac{\mathrm{d}w}{\mathrm{d}x} + p_z = 0$$

$$\frac{\mathrm{d}u}{\mathrm{d}x} + \frac{1}{2}\left(\frac{\mathrm{d}u}{\mathrm{d}x}\right)^2 + \frac{1}{2}\left(\frac{\mathrm{d}w}{\mathrm{d}x}\right)^2 = \frac{H-H_0}{EF}$$

$$H = C - \int p_x\,\mathrm{d}x$$

$$H_0 = C_0$$



JOON. 207

Kaldvandi puhul (joon. 207) saame läbipaindejoone võrrandi kujul

$$w = \mu l\left[\frac{x}{l} - \frac{\ln\left(1-\frac{x}{c}\right)}{\ln\left(1-\frac{l}{c}\right)}\right] \qquad (1.171)$$

kus $\mu = p_z/p_x = \operatorname{ctg}\alpha$,
α — tõmmitsa kaldenurk horisontaali suhtes,
$p_x = g\sin\alpha$ — koormuse x-suunaline komponent,
$p_z = g\cos\alpha$ — koormuse z-suunaline komponent,
g — koormus trossi pikkusühiku kohta.

Tegur c määratakse transtsendentsest võrrandist

$$\frac{c}{l}-\frac{\mu^2 EF}{2p_x l}\left(\frac{l^2}{c(c-l)\ln^2\left(1-\frac{l}{c}\right)}-1\right)=\frac{H_0}{p_x l'}+\frac{1}{2} \tag{1.172}$$

Rõhtturve on määratav seosest

$$H = p_x(c-x)$$

ning on maksimaalne kohal $x = 0$.

1.12.2. Paralleelse kandurina töötava tasapinnalise rippsüsteemi arvutus

Vaatleme süsteemi, mis koosneb omavahel tõmmitsatega (joon. 208) või survevarrastega ühendatud kande- ja pingestustrossidest. Arvutusskeemi koostamisel eeldame, et pingestustrossidelt kandetrossidele ülekantav kontaktkoormus on pidev nagu väliskoormuski.

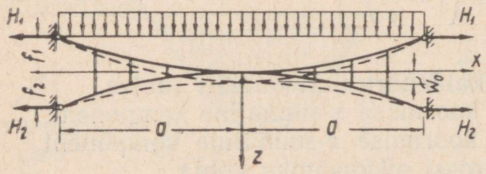
Trosside algkuju saab reguleerida tõmmitsate või survevarraste pikkusega. Kui rippsüsteemi valdavaks koormuseks on ühtlaselt jaotatud koormus, on otstarbekas valida trossi algkujuks ruutparabool. Olgu kandetrossi kuju antud võrrandiga (joon. 208)

$$z_1 = -f_1\frac{x^2}{a^2}$$

ja pingestustrossi kuju võrrandiga

$$z_2 = f_2\frac{x^2}{a^2}$$

Ka teistes tähistustes märgib indeks *1* kandetrossi ja indeks *2* pingestustrossi.



JOON. 208

Kui trossid pingestatakse enne väliskoormuse rakendamist (trossi omakaalu mõjust võib loobuda), annab lähteolukorra tasakaaluvõrrand seose

$$H_{01}f_1 = H_{02}f_2$$

Järgmise koormusastme rakendamisel tuleb lähteolukorra rõhtturve lugeda võrdseks eelmise koormusolukorra rõhtturbega. Siis pole seos arusaadavalt enam kehtiv.

Ühtlaselt jaotatud vertikaalkoormuse korral on tööolukorra tasakaaluvõrrandid esitatavad kujul

$$H_1\frac{d^2w}{dx^2} + (H_1 - H_{01})\frac{d^2z_1}{dx^2} + \Delta p + q = 0$$

$$H_2\frac{d^2w}{dx^2} + (H_2 - H_{02})\frac{d^2z_2}{dx^2} - \Delta p = 0$$

kus $\Delta p = p - p_0$ — trossidevahelise kontaktkoormuse muutus,
q — rakendatav väliskoormus.

Tasakaaluvõrranditest saame

$$\frac{d^2w}{dx^2} = \frac{2(H_1f_1 - H_2f_2)}{(H_1 + H_2)a^2} - \frac{q}{H_1 + H_2}$$

Integreerimine annab

$$\frac{dw}{dx} = A + \left[\frac{2(H_1f_1 - H_2f_2)}{(H_1 + H_2)a} - \frac{qa}{H_1 + H_2}\right]\frac{x}{a}$$

Kuna kohal $x = 0$ on sümmeetria tõttu $dw/dx = 0$, peab olema $A = 0$.

Teistkordsel integreerimisel saame

$$w = w_0 + \left[\frac{H_1f_1 - H_2f_2}{H_1 + H_2} - \frac{qa^2}{2(H_1 + H_2)}\right]\frac{x^2}{a^2} \qquad (1.173)$$

kus w_0 — läbipaine silde keskel.

Rajatingimusest $w = 0$ kohal $x = \pm a$ saame

$$w_0 = -\left[\frac{H_1f_1 - H_2f_2}{H_1 + H_2} - \frac{qa^2}{2(H_1 + H_2)}\right] \qquad (1.174)$$

ning läbipaindejoone võrrand saab kuju

$$w = w_0\left(1 - \frac{x^2}{a^2}\right) \tag{1.175}$$

Seega on trossid pärast deformeerumist jälle ruutparaboolikujulised.

Trossi rõhtturbe määramiseks tuleb kasutada geomeetrilisi seoseid. Viimaste abil formuleerime tingimuse, et toepunktid jäävad liikumatuks:

$$\int_{-a}^{a} \frac{du}{dx}\,dx = 0$$

Seega

$$\int_{-a}^{a} \frac{4f_1 w_0}{a^2}\left(1 + \frac{w_0}{2f_1}\right)\frac{x^2}{a^2}\,dx =$$

$$= \int_{-a}^{a} \frac{H_1 - H_{01}}{EF_1}\left[1 + \frac{4f_1^2 x^2}{a^4}\right]^{3/2} dx$$

$$\int_{-a}^{a} \frac{4f_2 w_0}{a^2}\left(1 - \frac{w_0}{2f_2}\right)\frac{x^2}{a^2}\,dx =$$

$$= -\int_{-a}^{a} \frac{H_2 - H_{02}}{EF_2}\left[1 + \frac{4f_2^2 x^2}{a^4}\right]^{3/2} dx$$

Rõhtturbe väärtuseks saame

$$H_1 = H_{01} + \frac{2EF_1 f_1 w_0\left(2 + \dfrac{w_0}{f_1}\right)}{3a^2\left(1 + 2\dfrac{f_1^2}{a^2}\right)} \tag{1.176}$$

$$H_2 = H_{02} + \frac{2EF_2 f_2 w_0\left(2 - \dfrac{w_0}{f_2}\right)}{3a^2\left(1 + 2\dfrac{f_2^2}{a^2}\right)} \tag{1.177}$$

Viies need väärtused võrrandisse (1.174), saame kuupvõrrandi suhtelise läbipainde $\omega_0 = \frac{\omega_0}{f_1}$ määramiseks:

$$\omega_0^3(1+\psi)+3\omega_0^2\left(1-\psi\frac{f_2}{f_1}\right)+\omega_0\left[2\left(1+\psi\frac{f_2^2}{f_1^2}\right)+\right.$$

$$\left.+\varkappa\left(1+2\frac{f_1^2}{a^2}\right)\left(1+\frac{f_1}{f_2}\right)\right]=q^*\left(1+2\frac{f_1^2}{a^2}\right) \quad (1.178)$$

kus geomeetriline parameeter

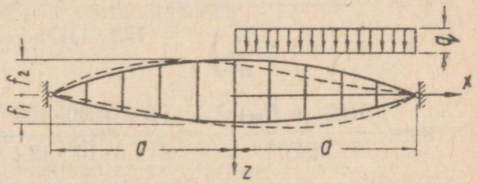
$$\psi=\frac{F_2\left(1+2\frac{f_1^2}{a^2}\right)}{F_1\left(1+2\frac{f_2^2}{a^2}\right)}$$

eelpingeparameeter

$$\varkappa=\frac{3H_{01}a^2}{2EF_1f_1^2}$$

koormusparameeter

$$q^*=\frac{3qa^4}{4EF_1f_1^3}$$



JOON. 209

Ühepoolse koormuse korral (joon. 209) saame kanduri keskkoha suhtelise läbipainde ω_0 ja trosside rõhtturbe määramiseks võrrandisüsteemi

$$\omega_0(2+\omega_0)+\frac{q^2a^4}{64f_1^2(H_1+H_2)^2}=$$

$$=\frac{3(H_1-H_{01})a^2}{2EF_1f_1^2}\left(1+2\frac{f_1^2}{a^2}\right) \quad (1.179)$$

$$\omega_0\left(2\frac{f_2}{f_1}-\omega_0\right)-\frac{q^2a^4}{64f_1^2(H_1+H_2)^2}=$$

$$=-\frac{3(H_2-H_{02})a^2}{2EF_2f_1^2}\left(1+2\frac{f_2}{a^2}\right) \tag{1.180}$$

$$\omega_0=\frac{qa^2}{4f_1(H_1+H_2)}-\frac{H_1-H_{01}}{H_1+H_2}+\frac{H_2-H_{02}}{H_1+H_2}\frac{f_2}{f_1} \tag{1.181}$$

Näide 1.8

Tasapinnalise rippsüsteemi näitena vaatleme joonisel 210 esitatud skeemi. Kanduri geomeetrilised andmed olgu järgmised: $a=$ $=24$ m, $f_1=2{,}4$ m, $f_2=3{,}0$ m, $F_1=12{,}1$ cm² (kinnise profiiliga tross ø 42,5 mm ГОСТ 7676-55 järgi), $F_2=6{,}0$ cm² (tross ø 30,5 mm ГОСТ 3090-55 järgi). Trosside elastsusmoodul $E=1{,}6\cdot10^6$ kG/cm².

Katuse omakaalukoormus $q_1=400$ kG/m, lumekoormus $q=$ $=600$ kG/m.

Trossid olgu ruutparaboolikujulised. Pingestustross olgu eelpingestatud jõuga $H_{02}=40\,000$ kG. Sellele vastab kandetrossi pingestusjõud

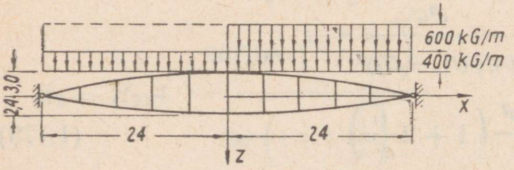
$$H_{01}=H_{02}\frac{f_2}{f_1}=40\,000\frac{3{,}0}{2{,}4}=50\,000 \text{ kG}.$$

Arvutuslikud parameetrid esimese koormusastme jaoks

$$\psi=\frac{F_2\left(1+2\frac{f_1^2}{a^2}\right)}{F_1\left(1+2\frac{f_2^2}{a^2}\right)}=\frac{6{,}0\cdot1{,}020}{12{,}1\cdot1{,}030}=0{,}490$$

$$\varkappa=\frac{3(H_{01}+H_{02})a^2}{2EF_1f_1^2}=\frac{3\cdot90\,000\cdot100}{2\cdot1{,}6\cdot10^6\cdot12{,}1}=0{,}697$$

$$q^*=\frac{3q_1a^4}{4EF_1f_1^2}=\frac{3\cdot4{,}0\cdot1000\cdot2400}{4\cdot1{,}6\cdot10^6\cdot12{,}1}=0{,}372$$



JOON. 210

Võrrand suhtelise läbipainde määramiseks saab kuju

$$1{,}49\omega_0^3 + 1{,}162\omega_0^2 + 4{,}240\omega_0 = 0{,}379$$

millest $\omega_0 = 0{,}087$.

Maksimaalne läbipaine $w_0 = f_1\omega_0 = 20{,}9$ cm.

Rõhtturvete väärtused on vastavalt võrranditele:

$$H_1 = 50\,000 + 23\,000 = 73\,000 \text{ kG}$$
$$H_2 = 40\,000 - 13\,000 = 27\,000 \text{ kG}$$

Teise koormusastmena vaatleme algul lumekoormust tervel sildel. Seejuures tuleb arvestada muutunud geomeetriat ning võtta rõhtturvete algväärtuseks esimese koormusastme rõhtturvete lõppväärtused.

Seega on nüüd $f_1 = 2{,}40 + 0{,}21 = 2{,}61$ m $\quad H_{01} = 73\,000$ kG
$f_2 = 3{,}00 - 0{,}21 = 2{,}79$ m $\quad H_{02} = 27\,000$ kG

Vastavad parameetrid

$$\psi = \frac{6{,}0 \cdot 1{,}024}{12{,}1 \cdot 1{,}027} = 0{,}495$$

$$\varkappa = \frac{3 \cdot 100\,000 \cdot 24^2}{2 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 12{,}1 \cdot 2{,}61^2} = 0{,}655$$

$$q_2^* = \frac{3 \cdot 6{,}0 \cdot 24^4 \cdot 10^8}{4 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 12{,}1 \cdot 2{,}61^3 \cdot 10^6} = 0{,}434$$

Suhtelise läbipainde saame võrrandist

$$1{,}495\omega_0^3 + 1{,}413\omega_0 + 3{,}798\omega_0 = 0{,}443$$

väärtusega $\omega_0 = 0{,}112$. Sellele vastav läbipaine

$$w_0 = 0{,}112 \cdot 261 = 29{,}2 \text{ cm}$$

Rõhtturbed on

$$H_1 = 73\,000 + 35\,200 = 108\,200 \text{ kG}$$
$$H_2 = 27\,000 - 16\,700 = 10\,300 \text{ kG}$$

Jääkeelpingele vastava kontaktkoormuse väärtuse

$$p = \frac{2H_2 f_2}{a^2} = \frac{2 \cdot 10\,300 \cdot 2{,}79}{24^2} = 100 \text{ kG/m} = 0{,}1(q_1 + q_2)$$

võib lugeda normaalseks.

Trosside kandevõime kontrollimiseks määrame maksimaalsed sisejõud

$$\max T_1 = \frac{\max H_1}{\cos\alpha_1} = 108{,}2 \cdot 1{,}024 = 110{,}8 \text{ t} \approx 0{,}65 \cdot 169{,}4 \text{ t}$$

$$\max T_2 = \frac{\max H_2}{\cos\alpha_2} = 40{,}0 \cdot 1{,}034 = 41{,}2 \text{ t} < 0{,}65 \cdot 71{,}5 = 46{,}5 \text{ t}$$

Kandetrossi tõmbetugevuseks on võetud 140 kG/mm², pingestustrossil — 120 kG/mm².

Ühepoolse lumekoormuse korral lahendame suhtelise läbipainde ja rõhtturvete määramiseks kolmest võrrandist koosneva süsteemi, võttes aluseks geomeetria pärast esimese koormusastme rakendamist.

Võrrandisüsteemi lahendamisel iteratsioonivõttega saame

$\omega_0 = 0{,}054$

$$\frac{H_1 - H_{01}}{EF_1} = 0{,}00101; \qquad \frac{H_2 - H_{02}}{EF_2} = -0{,}00071$$

millest $w_0 = 0{,}054 \cdot 261 = 14{,}1$ cm

$H_1 = 73\,000 + 19\,500 = 92\,500$ kG

$H_2 = 27\,000 - 6800 = 20\,200$ kG

Maksimaalne läbiripe on kohal $dw/dx = 0$, s. o. kohal, kus

$$\frac{qa}{4(H_1 + H_2)}\left(1 + 2\frac{x}{a} - 4\varphi\frac{x}{a}\right) - \frac{2w_0 x}{a^2} = 0$$

millest $x/a = 0{,}423$ ning sellele vastav läbiripe

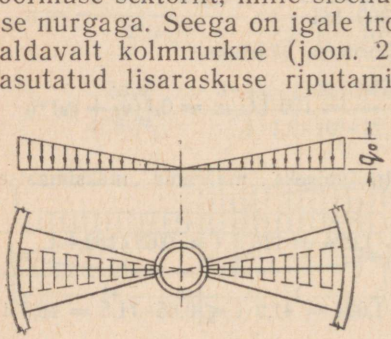
$$w = \frac{qa^2}{4(H_1 + H_2)}\left(\frac{x}{a} + \frac{x^2}{a^2} - 2\varphi\frac{x^2}{a^2}\right) +$$

$$+ w_0\left(1 - \frac{x^2}{a^2}\right) = 30{,}3 \text{ cm}$$

Seega antud juhul ei osutu ühepoolne koormus määravaks trossi-de sisejõudude osas, küll aga läbipainde maksimaalväärtuse osas.

1.12.3. Radiaalsete trosskanduritega süsteemi arvutus

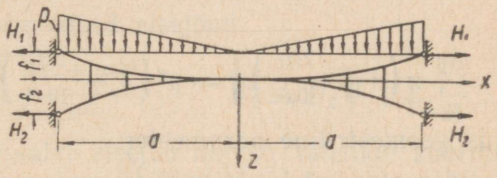
Radiaalsete trossidega süsteemis saab iga tross oma koormuse sektorilt, mille sisenurk on võrdne trossidevahelise nurgaga. Seega on igale trossipoolele langev koormus valdavalt kolmnurkne (joon. 211). Kui tõmberõngast on kasutatud lisaraskuse riputamiseks, tuleb see eraldi ar-



JOON. 211

vesse võtta keskendatud koormusena. Trosside töötamise seisukohalt on määravaks katuse pinnal ühtlaselt jaotatud koormus. Ühepoolne koormus võib põhjustada mõnesuguseid paindemomente kontuurirõngas. Viimase töötamist aga kergendab trossidega moodustatud elastne süsteem. Enamkoormatud sektori trosside sisejõu suurenemisega kaasneb sisejõudude suurenemine ka selles sektoris, mille telg on koormatud sektori teljega risti. Radiaaltrossidega süsteemi nimetatud iseärasuse tõttu ongi kontuurirõnga painde seisukohalt tavaliselt määravaks trosside pingestamise staadium.

JOON. 212



Trossid on otstarbekas võtta vastavalt koormuse jaotusele kolmanda astme parabooli (joon. 212) kujulised:

$$z_1 = -f_1 \frac{x^3}{a^3}; \qquad z_2 = f_2 \frac{x^3}{a^3}$$

Süsteemi sisejõudude ja deformatsioonide määramiseks tuleb vaadelda tasakaaluvõrrandeid ning deformatsioonide geomeetriat. Vastavast võrrandisüsteemist

$$H_1 \frac{d^2w}{dx^2} - (H_1 - H_{01}) \frac{6f_1 x}{a^3} + \frac{\Delta p x}{a} + \frac{qx}{a} = 0$$

$$H_2 \frac{d^2w}{dx^2} - (H_2 - H_{02}) \frac{6f_2 x}{a^3} - \frac{\Delta p x}{a} = 0$$

$$\int_0^a \frac{dw}{dx} \left(\frac{dz_1}{dx} + \frac{1}{2} \frac{dw}{dx} \right) dx =$$

$$= \frac{H_1 - H_{01}}{EF_1} \int_0^a \left[1 + \left(\frac{dz_1}{dx} \right)^2 \right]^{3/2} dx$$

$$\int_0^a \frac{dw}{dx}\left(\frac{dz_2}{dx} - \frac{1}{2}\frac{dw}{dx}\right) dx =$$

$$= -\frac{H_2 - H_{02}}{EF_2}\int_0^a \left[1 + \left(\frac{dz_2}{dx}\right)^2\right]^{3/2} dx$$

saame rajatingimusi arvestades kuupvõrrandi suhtelise läbipainde määramiseks kujul

$$(1+\psi)\omega_0^3 + 3\left(1 - \psi\frac{f_2}{f_1}\right)\omega_0^2 + \left[2\left(1 + \psi\frac{f_2^2}{f_1^2}\right) + \right.$$

$$\left. + \varkappa\left(1 + \frac{27f_1}{10a^2}\right)\right] = q^*\left(1 + \frac{27f_1}{10a^2}\right) \qquad (1.182)$$

kus geomeetriline parameeter

$$\psi = \frac{F_2\left(1 + \frac{27f_1^2}{10a^2}\right)}{F_1\left(1 + \frac{27f_2^2}{10a^2}\right)}$$

eelpingeparameeter

$$\varkappa = \frac{10(H_{01} + H_{02})a^2}{9EF_1f_1^2}$$

ja koormusparameeter

$$q^* = \frac{5qa^4}{27EF_1f_1^3}$$

Katuse maksimaalne läbipaine on

$$w_0 = f_1\omega_0$$

ning läbipaindekuju on määratud võrrandiga

$$w = w_0\left(1 - \frac{x^3}{a^3}\right) \qquad (1.183)$$

Rõhtturbed leiame seostest

$$H_1 = H_{01} + \frac{9EF_1 f_1 w_0 \left(2 + \frac{w_0}{f_1}\right)}{10a^2 \left(1 + \frac{27 f_1^2}{10a^2}\right)} \tag{1.184}$$

$$H_2 = H_{02} - \frac{9EF_2 f_2 w_0 \left(2 - \frac{w_0}{f_2}\right)}{10a^2 \left(1 + \frac{27 f_2^2}{10a^2}\right)} \tag{1.185}$$

Trosside maksimaalsed sisejõud

$$T_1 = H_1 \sqrt{1 + \frac{9(f_1 + w_0)^2}{a^2}}; \qquad T_2 = H_2 \sqrt{1 + \frac{9f_2^2}{a^2}}$$

Rõnga maksimaalse sisejõu katuse täielikul koormamisel saame rõnga veerandil kinnitatud trosside rõhtturvete summeerimisel:

$$N = \int_0^{\pi/2} \frac{H}{a\alpha} \cos \varphi a \, d\varphi = \frac{H}{\alpha}$$

kus α — nurk trosside vahel (absoluutsetes ühikutes),
H — kande- ja pingestustrosside summaarne rõhtturve (kui rõngad on eraldi, tuleb ka nende sisejõud määrata eraldi),
a — rõnga raadius.

Rõnga maksimaalsed paindemomendid pingestamisel olenevad eelpinge suurusest ning üheaegselt pingestatavate trosside arvust. Nii on maksimaalne paindemoment ühe trossipaari pingestamisel

$$\max M = 0{,}3183 \; Ha$$

ning mitme trossipaari üheaegsel pingestamisel

$$\max M = \frac{1}{2} Ha \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}\right)$$

kus α —nurk pingestatavate trosside vahel.

Näide 1.9

Määrame 60 m läbimõõduga ringikujulise rippkatuse radiaaltrosside paigutised ja sisejõud, kui $a = 30$ m, $f_1 = 3{,}0$ m, $f_2 = 3{,}6$ m, $F_1 = 6{,}0$ cm² (tross ø 36 mm ГОСТ 3067-55), $F_2 = 3{,}0$ cm² (tross ø 25,5 mm). Trossidevaheline nurk $\alpha = 12°$. Katusele mõjub arvutuslik omakaalukoormus $q'_1 = 60$ kG/m² ning lumekoormus $q'_2 = 100$ kG/m². Ühe trossi maksimaalne koormus

$$q = 160 \cdot 30 \frac{\pi \cdot 12}{180} = 1000 \text{ kG/m}.$$

Eelpingejõud $H_{02} = 20\,000$ kG, $H_{01} = 20\,000 \dfrac{3{,}6}{3{,}0} = 24\,000$ kG.

Arvutuslikud parameetrid

$$\psi = \frac{F_2\left(1 + \dfrac{27f_1^2}{10a^2}\right)}{F_1\left(1 + \dfrac{27f_2}{10a^2}\right)} = \frac{3{,}0 \cdot 1{,}027}{6{,}0 \cdot 1{,}039} = 0{,}494$$

$$\varkappa = \frac{10(H_{01} + H_{02})a^2}{9EF_1f_1^2} = \frac{10 \cdot 44\,000 \cdot 100}{9 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 6{,}0} = 0{,}510$$

$$q^* = \frac{5qa^4}{27EF_1f_1^3} = \frac{5 \cdot 10{,}0 \cdot 1000 \cdot 3000}{27 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 6{,}0} = 0{,}578$$

Kuupvõrrand suhtelise läbipainde leidmiseks

$$1{,}494\omega_0^3 + 1{,}221\omega_0^2 + 3{,}946\omega_0 = 0{,}594$$

millest $\omega_0 = 0{,}143$

Maksimaalne läbipaine

$$w_0 = 0{,}143 \cdot 300 = 42{,}9 \text{ cm}$$

$$H_1 = 24\,000 + \frac{9 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 6{,}0 \cdot 0{,}143 \cdot 2{,}143}{10 \cdot 100 \cdot 1{,}027} =$$

$$= 24\,000 + 25\,800 = 49\,800 \text{ kG}$$

$$H_2 = 20\,000 - \frac{9 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 3{,}0 \cdot 0{,}144 \cdot 0{,}119 \cdot 1{,}881}{10 \cdot 1{,}039} =$$

$$= 20\,000 - 13\,400 = 6600 \text{ kG}$$

Trosside maksimaalsed sisejõud

$$\max T_1 = 49\,800\left(1 + \frac{4{,}5 \cdot 1{,}143^2}{100}\right) = 52\,700 \approx 0{,}6 \cdot 86\,700 \text{ kG}$$

$$\max T_2 = 20\,000(1 + 4{,}5 \cdot 0{,}12^2) = 21\,300 < 0{,}6 \cdot 35\,900 = 21\,500 \text{ kG}$$

Kandetrossi tõmbetugevuseks on võetud 170 kG/mm², pingestustrossil 140 kG/mm².

Kontuurirõnga maksimaalne survejõud

$$N = \frac{H_1 + H_2}{\alpha} = \frac{56{,}4 \cdot 180}{12 \cdot 3{,}14} = 270\,000 \text{ kG}$$

Kontuurirõnga maksimaalne paindemoment kolme trossipaari üheaegsel pingestamisel ($H_{01} + H_{02} = 44\,000$ kG)

$$M = \frac{1}{2} \cdot 44\,000 \cdot 30\left(\frac{180}{6{,}0 \cdot 3{,}14} - \frac{1}{1{,}732}\right) = 248\,000 \text{ kGm}$$

Sellele vastav normaaljõud (rõnga kontrollimiseks ekstsentrilisele survele)

$$N = (H_{01} + H_{02})(0{,}5 + \sin 30°) = 44\,000 \text{ kG}$$

Paindemomendi vähendamiseks võib trossid pingestada astmete kaupa.

1.12.4. Negatiivse kõverusega rippkatuste arvutus

Arvutuslikus mõttes on negatiivse kõverusega katused rippkatuste hulgas kõige keerukamad, kuna igal juhul tuleb arvestada süsteemi ruumilist töötamist. Omaette probleemiks on juba katusepinna geomeetria ja katuse ääreliikmete kuju valik. Tavaliselt kasutatakse mingit translatoorset pinda, kuna selle töötamise matemaatiline kirjeldamine on kõige hõlpsam. Kõige enam esineb hüperboolne paraboloid (joon. 213, *a*), kus nii kande- kui ka pingestustrossideks on ruutparaboolid vertikaaltasandites. Nimetatud pinna lõikamisel vertikaalse elliptilise või ringsilindriga (joon. 213, *b*) saame pinna kontuuriks ruumilise kõvera, mille projektsioonideks nii *xz*- kui ka *yz*-tasanditele on ruutparabool. Selline ruumiline kõver aga on ebasoodus nii valmistamise kui ka töötamise seisukohalt. Hüperboolse paraboloidpinna lõikamisel kaldtasanditega (joon. 213, *c*) saame pinna kontuuriks kas neljast sirg-

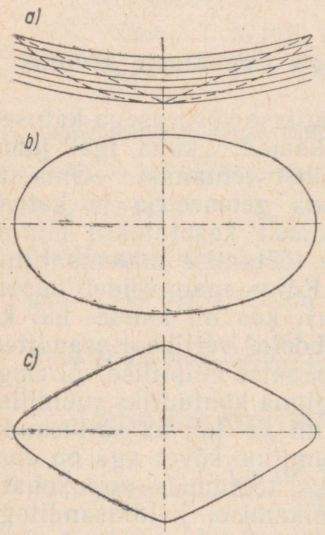
lõigust koosneva kinnise kontuuri ($f_1 = f_2$), kaks tasapinnalist hüperboolset kaart ($f_1 < f_2$) või neljast kumerusega katuse tsentri poole pööratud kõverast koosneva ahela ($f_1 > f_2$). Kontuuri võrrand joonisel näidatud teljestikus on esitatav kujul

$$\frac{\xi^2}{a^2+(f_1+f_2)^2} - \frac{y^2}{b^2}\frac{f_2}{f_1} = \frac{1}{4}\frac{(f_2-f_1)^2}{f_1^2}$$

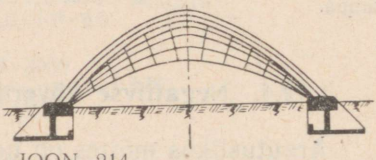
Rakenduslikust seisukohast pakuvad huvi kaks esimest juhtu ning põhiliselt siis, kui kontuuri madalaimates punktides saab ehitada toed, mis on võimelised vastu võtma ka horisontaalseid toereaktsioone (joon. 214).

Kontuurikaare töötamine võib osutada kõige soodsamaks ruutpabaroolikujulise kaare korral. Sel puhul võiks katus olla translatoorse pinna kujuline, mis on määratud võrrandiga

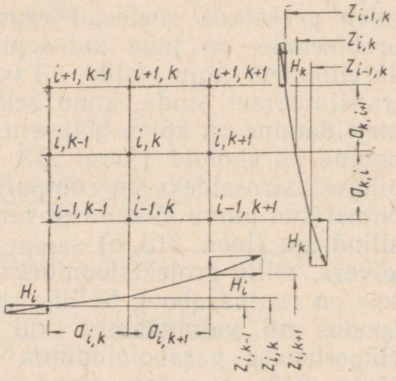
$$z = f\left(\frac{x}{a}\right)^2 - f\left(\frac{y}{b}\right)^4$$



JOON. 213



JOON. 214



JOON. 215

Peatrossideks on siis ruutparaboolid, pingestustrossideks — neljanda astme paraboolid.

Nimetatud pinna lõikamisel tasanditega

$$z = f\left(2\frac{x}{a} - 1\right)$$

saame kontuuri võrrandi plaanis

$$\pm\frac{x}{a} = 1 - \left(\frac{y}{b}\right)^2$$

Ringikujulise põhiplaaniga hoone katuse kontuuri moodustamisel kahest tasapinnalisest kaarest on viimased poolringile lähedase ellipsi kujulised (plaanis poolringid). Katuse pinna analüütiline kirjeldamine sellel ja teistel keerukamatel juhtudel osutub tülikaks ning ülesande lahendamiseks on otstarbekam kasutada diskreetset arvutusskeemi, mis viib üksikute sõlmede tasakaaluvõrrandite lahendamisele. Lahenduse tulemusena saame üksikute sõlmede koordinaadid.

Vertikaaltasandites asetsevate trosside puhul, mis moodustavad plaanis ortogonaalse võrgu, on vastavad tasakaaluvõrrandid esitatavad kujul (joon. 215)

$$H_i\left(\frac{z_{i,k+1} - z_{i,k}}{a_{i,k+1}} - \frac{z_{i,k} - z_{i,k-1}}{a_{i,k}}\right) =$$

$$= H_k\left(\frac{z_{i+1,k} - z_{i,k}}{a_{i+1,k}} - \frac{z_{i,k} - z_{i,k-1}}{a_{i,k}}\right) \qquad (1.186)$$

kus indeksid i tähistavad kandetrosside ja indeksid k pingestustrosside sõlmi. Horisontaaljõu väärtused, mis on konstantsed iga trossi pikkusel, saab määrata toesõlmede tasakaaluvõrranditest (nende sõlmede koordinaadid on ette antud).

Kui võrgu sõlmede arv on väga suur, võib katuse kuju leidmisel, samuti trosside sisejõudude määramisel pärast väliskoormuse rakendamist vaadelda fiktiivset skeemi, kus trossidest on alles jäetud iga teine või kolmas.

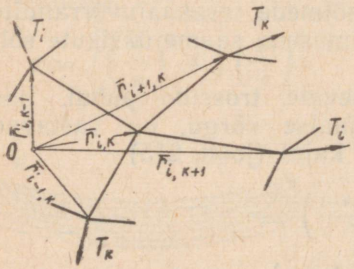
Trossvõrgu moodustamise hõlbustamiseks eelistatakse paljudel juhtudel skeemi, kus trossid ei asetse vertikaaltasandites, vaid langevad kokku moodustuva katusepinna geodeetiliste joontega. Sel puhul võtavad trossid pingesta-

mise käigus ise õige tasakaaluasendi, libisedes vajalikul määral mööda teisi trosse. Tasakaaluolekus on iga trossi sisejõud kogu trossi pikkusel konstantsed. Sel puhul tuleb tasakaaluvõrranditest määrata iga sõlme kõik kolm koordinaati. Tasakaaluvõrrandid aga on otstarbekas esitada vektorkujus (joon. 216):

$$T_i\left(\frac{r_{i,k+1}-r_{i,k}}{a_{i,k+1}}+\frac{r_{i,k-1}-r_{i,k}}{a_{i,k}}\right)=$$

$$=T_k\left(\frac{r_{i+1,k}-r_{i,k}}{a_{i+1,k}}+\frac{r_{i-1,k}-r_{i,k}}{a_{i,k}}\right) \qquad (1.187)$$

mis vastab kolmele skalaarvõrrandile. Numbriliseks lahendamiseks saame mittelineaarsete võrrandite süsteemi, mida on otstarbekas lahendada järkjärgulise lähenemise teel.



JOON. 216

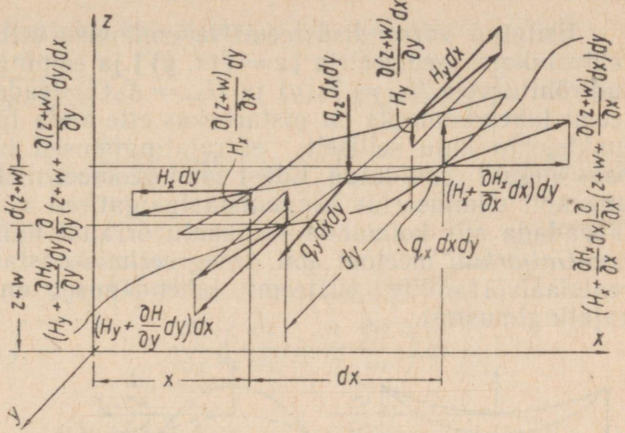
Negatiivse kõverusega rippkatuse väliskoormusest põhjustatud sisejõudude ja paigutiste määramiseks võib kasutada kahesugust arvutusskeemi:

a) diskreetne skeem, mis seob omavahel üksikute sõlmede paigutised ja trossilõikude pikenemised,

b) kontinuaalne skeem, mis vaatleb trossvõrku pideva pinnana, mille elementide tasakaalutingimustest ja deformatsioonivõrranditest saadakse lahendusvõrrandite süsteem diferentsiaalkujus.

Kontinuaalse arvutusskeemi puhul tuleb lahendada diferentsiaalvõrrandite süsteem, mis koosneb tasakaaluvõrranditest (joon. 217) ja geomeetrilistest seostest:

$$\frac{\partial H_x}{\partial x}+q_x=0; \qquad \frac{\partial H_y}{\partial y}+q_y=0 \qquad (1.188)\ (1.189)$$



JOON. 217

$$H_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + H_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + (H_x - H_{0x}) \frac{\partial^2 z}{\partial x^2} +$$

$$+ (H_y - H_{0y}) \frac{\partial^2 z}{\partial y^2} - q_x \frac{\partial (z+w)}{\partial x} -$$

$$- q_y \frac{\partial (z+w)}{\partial y} - q_z = 0 \qquad (1.190)$$

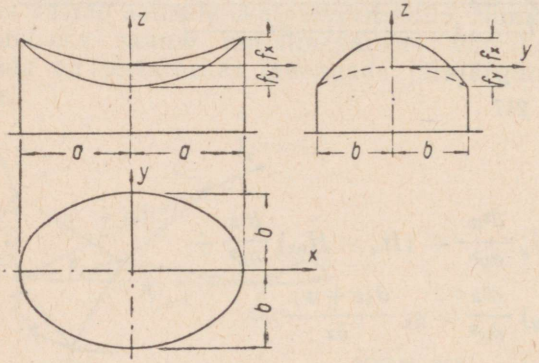
$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial z}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 = \frac{H_x - H_{0x}}{E \delta_x} \left[1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x} \right)^2 \right]^{3/2} \qquad (1.191)$$

$$\frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial z}{\partial y} \frac{\partial w}{\partial y} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 = \frac{H_y - H_{0y}}{E \delta_y} \left[1 + \left(\frac{\partial z}{\partial y} \right)^2 \right]^{3/2} \qquad (1.192)$$

kus H_x ja H_y — vastavalt kande- ja pingestustrosside rõhtturbed laiusühiku kohta,

δ_x, δ_y — vastavalt kande- ja pingestustrosside ristlõikepindala laiusühiku kohta, s. o. trossvõrgu redutseeritud paksused.

Esitatud võrrandisüsteemi lahendamise eelduseks on lähteolukorra geomeetria [$z = f(x, y)$] ja eelpingest tingitud rõhtturvete $H_{0x} = Y_0(y)$ ja $H_{0y} = X_0(x)$ teadmine. Süsteemi lahendamiseks on otstarbekas ette anda läbipaindefunktsiooni kuju selliselt, et rajatingimused läbipainete osas oleksid rahuldatud. Edasi saab geomeetriliste võrrandite abil elimineerida tangentsiaalpaigutised u ja v ning lahendada siis kolmanda tasakaaluvõrrandi näiteks *Bubnov-Galjorkini* meetodi abil. Integreerimiskonstandid diferentsiaalvõrrandite süsteemi lahendamisel määratakse rajatingimustest.



JOON. 218

Plaanis ellipsikujulise jäiga kontuuriga piiratud ja ühtlaselt koormatud hüperboolse paraboloidpinna (joon. 218)

$$z = f_x\left(\frac{x}{a}\right)^2 - f_y\left(\frac{y}{b}\right)^2$$

puhul on läbipaindefunktsioon otstarbekas aproksimeerida kujul

$$w = \sum_{j=0,1,\ldots} \sum_{k=0,1,\ldots} x_j y_k \left[\left(\frac{x}{a}\right)^2 + \left(\frac{y}{b}\right)^2 - 1\right] w_{jk}$$

mis rahuldab rajatingimust.

Jäiga kontuuri korral on

$$\int_0^{a\sqrt{1-\left(\frac{y}{b}\right)^2}} \frac{\partial u}{\partial x}\,dx = 0 \quad \text{ja} \quad \int_0^{b\sqrt{1-\left(\frac{x}{a}\right)^2}} \frac{\partial v}{\partial y}\,dy = 0$$

ehk

$$\int_0^{a\sqrt{1-\left(\frac{y}{b}\right)^2}} \frac{\partial w}{\partial x}\left(\frac{\partial z}{\partial x} + \frac{1}{2}\frac{\partial w}{\partial x}\right)dx =$$

$$= \int_0^{a\sqrt{1-\left(\frac{y}{b}\right)^2}} \frac{H_x - H_{0x}}{E\delta_x}\left[1 + \left(\frac{\partial z}{\partial x}\right)^2\right]^{3/2} dx$$

$$\int_0^{b\sqrt{1-\left(\frac{x}{a}\right)^2}} \frac{\partial w}{\partial y}\left(\frac{\partial z}{\partial y} + \frac{1}{2}\frac{\partial w}{\partial y}\right)dy =$$

$$= \int_0^{b\sqrt{1-\left(\frac{x}{a}\right)^2}} \frac{H_y - H_{0y}}{E\delta_y}\left[1 + \left(\frac{\partial z}{\partial y}\right)^2\right]^{3/2} dy$$

Piirdudes läbipaindefunktsiooni avaldises ühe liikmega, saame toodud võrranditest

$$\frac{w_0}{f_x}\left(2 + \frac{w_0}{f_x}\right)\left(1 - \frac{y^2}{b^2}\right) = \frac{3(H_x - H_{0x})a^2}{2E\delta_x f_x^2}\left(1 + 2\frac{f_x^2}{a^2}\right)$$

$$\frac{w_0}{f_y}\left(2 - \frac{w_0}{f_y}\right)\left(1 - \frac{x^2}{a^2}\right) =$$

$$= -\frac{3(H_y - H_{0y})b^2}{2E\delta_y f_y^2}\left(1 + 2\frac{f_y^2}{b^2}\right)$$

Viies nüüd läbipaindefunktsiooni w väärtuse ja rõhtturvete avaldised kolmandasse tasakaaluvõrrandisse, saame lahendusvõrrandi kujul

$$\frac{4E\delta_x f_x^3(1-y^2/b^2)}{3a^4(1+2f_x^2/a^2)}\frac{w_0}{f_x}\left(1+\frac{w_0}{f_x}\right)\left(2+\frac{w_0}{f_x}\right)+$$

$$+\frac{4E\delta_y f_x^3(1-x^2/a^2)}{3b^4(1+2f_y^2/b^2)}\frac{w_0}{f_x}\left(\frac{f_y}{f_x}-\frac{w_0}{f_x}\right)\left(2\frac{f_y}{f_x}-\frac{w_0}{f_x}\right)+$$

$$+2\left(H_{0x}\frac{w_0}{a^2}+H_{0y}\frac{w_0}{b^2}\right)-q=0$$

Kasutades nüüd *Bubnov-Galjorkini* meetodit, saame läbipainde w_0 määramiseks võrrandi

$$\frac{w_0}{f_x}\left(1+\frac{w_0}{f_x}\right)\left(2+\frac{w_0}{f_x}\right)+\frac{a^4\delta_y\left(1+2\frac{f_x^2}{a^2}\right)}{b^4\delta_x\left(1+2\frac{f_y^2}{b^2}\right)}\frac{w_0}{f_x}\left(\frac{f_y}{f_x}-\right.$$

$$\left.-\frac{w_0}{f_x}\right)\left(2\frac{f_y}{f_x}-\frac{w_0}{f_x}\right)+\frac{9}{5}\left(H_{0x}+\right.$$

$$\left.+\frac{a^2}{b^2}H_{0y}\right)\frac{a^2\left(1+2\frac{f_x^2}{a^2}\right)}{E\delta_x f_x^2}\frac{w_0}{f_x}-\frac{9qa^4\left(1+2\frac{f_x^2}{a^2}\right)}{10E\delta_x f_x^3}=0$$

Edasi tähistame

$$\omega_0=\frac{w_0}{f_x}$$

$$\psi=\frac{a^4\delta_y\left(1+2\frac{f_x^2}{a^2}\right)}{b^4\delta_x\left(1+2\frac{f_y^2}{b^2}\right)}\qquad \varkappa=\frac{9\left(H_{0x}+\frac{a^2}{b^2}H_{0y}\right)a^2}{5E\delta_x f_x^2}$$

$$q^*=\frac{9qa^4}{10E\delta_x f_x^3}$$

ning saame kuupvõrrandi suhtelise läbipainde määramiseks kujul

$$(1+\psi)\omega_0^3+3\left(1-\psi\frac{f_y}{f_x}\right)\omega_0^2+2\left[1+\psi\frac{f_y^2}{f_x^2}+\right.$$

$$\left.+\frac{\varkappa}{2}\left(1+2\frac{f_x^2}{a^2}\right)\right]=q^*\left(1+2\frac{f_x^2}{a^2}\right) \qquad (1.193)$$

Edasi arvutame läbipainde $w=f_x\omega_0$ ning vastavad rõhtturvete väärtused

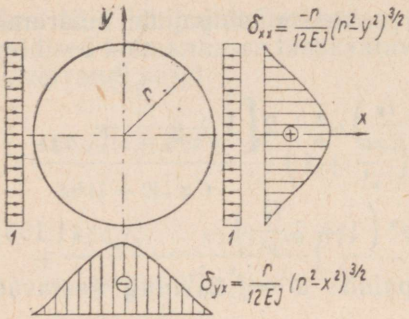
$$H_x=H_{0x}+\frac{2E\delta_x f_x^2\left(1-\dfrac{y^2}{b^2}\right)}{3a^2\left(1+2\dfrac{f_x^2}{a^2}\right)}\omega_0(2+\omega_0) \qquad (1.194)$$

$$H_y=H_{0y}-\frac{2E\delta_y f_x^2\left(1-\dfrac{x^2}{a^2}\right)}{3b^2\left(1+2\dfrac{f_y^2}{b^2}\right)}\omega_0\left(2\frac{f_y}{f_x}-\omega_0\right) \qquad (1.195)$$

Deformeeruva kontuuri puhul tuleb deformatsioonivõrrandite integreerimisel saadav paigutis rajal võrrutada kontuuri vastava punkti samasuunalise paigutisega. Seejuures tuleb aga arvestada asjaolu, et viimane oleneb katuse kui terviku töötamisest. Andes ette kande- ja pingestustrosside rõhtturvete jaotuse, võime kontuuri paigutised määrata maksimaalsete rõhtturvete funktsioonina ning võrrutada need katuse enda ääre paigutisega. Nii on tavaliste ehitusmehaanika meetoditega lihtne määrata ringikujulise kontuuri paigutisi ühtlaselt jaotatud ühikkoormuse toimel (joon. 219). Nimelt on telje x-suunaline paigutise absoluutväärtus nii x- kui ka y-suunalise ühikkoormuse toimel ühesugune ja võrdne

$$\delta_{xx}=-\delta_{xy}=\frac{r}{12EI}(r^2-x^2)^{3/2}$$

Katuse ühtlaselt jaotatud pinnakoormuse korral saame siis tingimuste



JOON. 219

$$\int_0^{a\sqrt{1-\left(\frac{y}{b}\right)^2}} \frac{\partial u}{\partial x}\,dx = -\frac{(\Delta H_x - \Delta H_y)r^3}{12E_k I_k}\left(1-\frac{y^2}{r^2}\right)^{3/2}$$

$$\int_0^{b\sqrt{1-\left(\frac{x}{a}\right)^2}} \frac{\partial v}{\partial y}\,dy = \frac{(\Delta H_x - \Delta H_y)r^3}{12E_k I_k}\left(1-\frac{x^2}{r^2}\right)^{3/2}$$

abil viia geomeetrilised võrrandid kujule

$$\frac{2}{3}\frac{f_x^2}{r^2}\frac{w_0}{f_x}\left(2+\frac{w_0}{f_x}\right)\left(1-\frac{y^2}{r^2}\right) =$$

$$= \frac{H_x - H_{0x}}{E\delta_x}\left[1+2\frac{f_x^2}{r^2}+\frac{E\delta_x r^3}{12E_k I_k}\left(1-\frac{y^2}{r^2}\right)\right] -$$

$$-\frac{H_y - H_{0y}}{E\delta_y}\frac{E\delta_y r^3}{12E_k I_k}\left(1-\frac{y^2}{r^2}\right)$$

$$\frac{2}{3}\frac{f_y^2}{r^2}\frac{w_0}{f_y}\left(2-\frac{w_0}{f_y}\right)\left(1-\frac{x^2}{r^2}\right) =$$

$$= -\frac{H_y - H_{0y}}{E\delta_y}\left[1+2\frac{f_y^2}{r^2}+\frac{E\delta_y r^3}{12E_k I_k}\left(1-\frac{x^2}{r^2}\right)\right] +$$

$$+\frac{H_x - H_{0x}}{E\delta_x}\frac{E\delta_x r^3}{12E_k I_k}\left(1-\frac{x^2}{r^2}\right)$$

millest saame rõhtturvete juurdekasvud avaldada paigutise w_0 kaudu. Viies need tasakaaluvõrrandisse, saame nüüd võrrandi suhtelise paigutise ω_0 määramiseks kujul

$$\omega_0^3(1+\psi+4\xi)+3\omega_0^2\left[1-\psi\frac{f_y}{f_x}+2\xi\left(1-\frac{f_y}{f_x}\right)\right]+$$

$$+2\omega_0\left[1+\psi\frac{f_y^2}{f_x^2}+\xi\left(1-\frac{f_y}{f_x}\right)^2+\frac{\varkappa}{2}\left(1+2\frac{f_x^2}{r^2}\right)+\right.$$

$$\left.+\frac{\varkappa\delta_x}{2\delta_y}\xi(1+\psi)\left(1+2\frac{f_y^2}{r^2}\right)\right]=$$

$$=q^*\left[1+2\frac{f_x^2}{r^2}+\frac{\delta_x}{\delta_y}\xi\,(1+\psi)\left(1+2\frac{f_y^2}{r^2}\right)\right] \qquad (1.196)$$

kus

$$\xi=\frac{11E\delta_y r^3}{160E_kI_k(1+2f_y^2/r^2)}$$

E_kI_k — kontuurirõnga paindejäikus.
Rõhtturvete juurdekasvud saame avaldada kujul

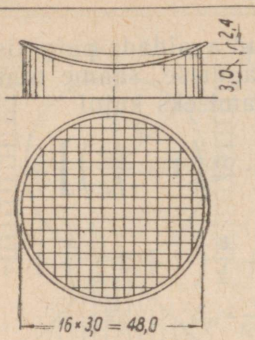
$$\Delta H_x=\frac{5E\delta_x f_x^2\{2[1+\xi(1-f_y/f_x)]\omega_0+(1+2\xi)\omega_0^2\}}{9r^2[1+2f_x^2/a^2+\delta_x/\delta_y\xi(1+\psi)(1+2f_y^2/r^2)]} \qquad (1.197)$$

$$\Delta H_y=\frac{-5E\delta_y f_x^2\{2[\psi f_y/f_x-\xi(1-f_y/f_x)]\omega_0-(\psi+2\xi)\omega_0^2\}}{9r^2[1+2f_x^2/a^2+\delta_x/\delta_y\xi(1+\psi)(1+2f_y^2/r^2)]}$$

(1.198)

Näide 1.10

Vaatleme ringikujulise põhiplaaniga negatiivse kõverusega rippkatust (joon. 220), mille $r=24$ m, $f_x=2{,}4$ m, $f_y=3{,}0$ m, kandetrossi (Ø 40,5 mm ГОСТ 7675-55 järgi, sammuga 3,0 m) $F_x=11{,}2\,\text{cm}^2$, $\delta_x=0{,}037$ cm, pingestustrossi (Ø 30,5 ГОСТ 3090-55 järgi, sammuga 3,0 m) $F_y=6{,}0\ \text{cm}^2$, $\delta_y=0{,}02$ cm. Summaarne arvutuskoormus $q=160\ \text{kG/m}^2$. Eelpingejõud $H_{0y}=10{,}0$ t/m, millele vastab $H_{0x}=H_{0y}f_y/f_x=12{,}5$ t/m. Kontuuri inertsmoment $I=27{,}9\cdot10\ \text{cm}^4$.



JOON. 220

Arvutuses vajalikud parameetrid

$$\psi = \frac{\delta_y(1 + 2f_x^2/r^2)}{\delta_x(1 + 2f_y^2/r^2)} = \frac{0{,}020 \cdot 1{,}020}{0{,}037 \cdot 1{,}031} = 0{,}534$$

$$\varkappa = \frac{9(H_{0x} + H_{0y})r^2}{5E\delta_x f_x^2} = \frac{9 \cdot 225 \cdot 100}{5 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 0{,}037} = 0{,}684$$

$$q^* = \frac{9qr^4}{10E\delta_x f_x^3} = \frac{9 \cdot 160 \cdot 10^{-4} \cdot 2400 \cdot 10}{10 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 0{,}037} = 0{,}584$$

$$\xi = \frac{11E\delta_y r^3}{160E_k I_k(1 + 2f_y^2/r^2)} = \frac{11 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 0{,}020 \cdot 24^3 \cdot 10^6}{160 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 27{,}9 \cdot 10^6 \cdot 1{,}031} =$$

$$= 0{,}504$$

Võrrandi suhtelise läbipainde määramiseks saame kujul

$$3{,}55\omega_0^3 + 0{,}243\omega_0^2 + 5{,}436\omega_0 = 1{,}46$$

millest $\omega_0 = 0{,}254$; $w_0 = 0{,}254 \cdot 240 = 61$ cm

Rõhtturvete juurdekasvud

$$\Delta H_x = \frac{5 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 0{,}037[2(1 - 0{,}126)0{,}254 + 2{,}01 \cdot 0{,}0646]}{9 \cdot 100(1{,}02 + 1{,}85 \cdot 0{,}504 \cdot 1{,}534 \cdot 1{,}031)} =$$

$$= 75{,}8 \text{ kG/cm} = 7{,}58 \text{ t/m}$$

$$\Delta H_y = \frac{-5 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 0{,}020[2(0{,}667 + 0{,}126)0{,}254 - 1{,}54 \cdot 0{,}0646]}{9 \cdot 100(1{,}02 + 1{,}85 \cdot 0{,}504 \cdot 1{,}534 \cdot 1{,}031)} =$$

$$= -21{,}7 \text{ kG/cm} = -2{,}17 \text{ t/m}$$

Trosside maksimaalsed sisejõud

$$\max T_x = \frac{(H_{0x} + \Delta H_x) b_1}{\cos \alpha_x} = 1{,}02(12{,}50 + 7{,}58)3{,}0 = 61{,}5 \text{ t} <$$

$$< 0{,}6 \cdot 122 = 73{,}2 \text{ t}$$

$$\max T_y = \frac{H_{0y} a_1}{\cos \alpha_y} = 1{,}031 \cdot 10{,}0 \cdot 3{,}0 = 30{,}9 \text{ t} <$$

$$< 0{,}6 \cdot 59{,}6 = 35{,}8 \text{ t}$$

Ilma kontuuri deformatsioone arvestamata saaksime

$\omega_0 = 0{,}108$
$\Delta H_x = 7{,}35$ t/m
$\Delta H_y = -4{,}44$ t/m

Seega on kontuuri deformatsioonide arvestamine vajalik eeskätt katuse paigutiste kontrollimisel.

Negatiivse kõverusega rippkatuse arvutamisel diskreetse skeemi kohaselt tuleb lähtuda sõlmede tasakaaluvõrranditest ning trossilõikude deformatsioonivõrranditest.

Sõlme i, k (vt. joon. 221) tasakaaluvõrrand vektorkujul on järgmine:

$$\frac{T_{i,k+1}}{l_{i,k+1}} (\boldsymbol{r}_{i,k+1} - \boldsymbol{r}_{i,k} + \boldsymbol{u}_{i,k+1} - \boldsymbol{u}_{i,k}) +$$

$$+ \frac{T_{i,k}}{l_{i,k}} (\boldsymbol{r}_{i,k-1} - \boldsymbol{r}_{i,k} + \boldsymbol{u}_{i,k+1} - \boldsymbol{u}_{i,k}) +$$

$$+ \frac{T_{k,i+1}}{l_{k,i+1}} (\boldsymbol{r}_{k,i+1} - \boldsymbol{r}_{k,i} + \boldsymbol{u}_{k,i+1} - \boldsymbol{u}_{k,i}) +$$

$$+ \frac{T_{k,i}}{l_{k,i}} (\boldsymbol{r}_{k,i-1} - \boldsymbol{r}_{k,i} + \boldsymbol{u}_{k,i-1} - \boldsymbol{u}_{k,i}) + Q_{i,k} = 0 \quad (1.199)$$

kus $\boldsymbol{r}_{i,k}$ — i-nda trossi k-nda sõlme kohavektor lähteolukorras,

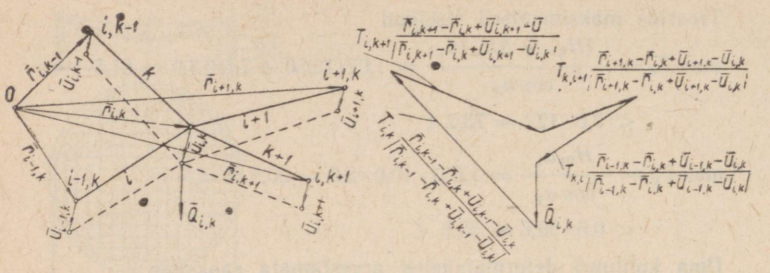
$\boldsymbol{u}_{i,k}$ — i-nda trossi k-nda sõlme paigutusvektor väliskoormuse toimel,

$T_{i,k}$ — i-nda trossi sõlmede i, $k-1$ ja i, k vahelise lõigu sisejõud pärast väliskoormuse rakendamist,

$l_{i,k}$ — sama lõigu pikkus,

$Q_{i,k}$ — sõlmes i, k rakendatud väliskoormus.

Asendades vektorvõrrandi kolme projektsioonivõrrandiga, saame



JOON. 221

$$\frac{T_{i,k+1}}{l_{i,k+1}}(a_{i,k+1}+\Delta u_{i,k+1})+\frac{T_{i,k}}{l_{i,k}}(a_{i,k}+\Delta u_{i,k})+$$

$$+\frac{T_{k,i+1}}{l_{k,i+1}}(a_{k,i+1}+\Delta u_{k,i+1})+\frac{T_{k,i}}{l_{k,i}}(a_{k,i}+\Delta u_{k,i})+$$

$$+Q^{x}_{i,k}=0 \qquad (1.200)$$

$$\frac{T_{i,k+1}}{l_{i,k+1}}(b_{i,k+1}+\Delta v_{i,k+1})+\frac{T_{i,k}}{l_{i,k}}(b_{i,k}+\Delta v_{i,k})+$$

$$+\frac{T_{k,i+}}{l_{k,i+1}}(b_{k,i+1}-\Delta v_{k,i+1})+\frac{T_{k,i}}{l_{k,i}}(b_{k,i}+\Delta v_{k,i})+$$

$$+Q^{y}_{i,k}=0 \qquad (1.201)$$

$$\frac{T_{i,k+1}}{l_{i,k+1}}(c_{i,k+1}+\Delta w_{i,k+1})+\frac{T_{i,k}}{l_{i,k}}(c_{i,k}+\Delta w_{i,k})+$$

$$+\frac{T_{k,i+1}}{l_{k,i+1}}(c_{k,i+1}+\Delta w_{i,k+1})+\frac{T_{k,i}}{l_{k,i}}(c_{k,i}+\Delta w_{k,i})+$$

$$+Q^{z}_{i,k}=0 \qquad (1.202)$$

kus $a_{i,k}$, $b_{i,k}$, $c_{i,k}$ — i-nda trossi sõlmede $k-1$ ja k vahelise lõigu pikkuse $l_{i,k}$ projektsioon vastavalt telgedele x, y, z;

$\left.\begin{aligned}\Delta u_{i,k}&=u_{i,k}-u_{i,k-1}\\ \Delta v_{i,k}&=v_{i,k}-v_{i,k-1}\\ \Delta w_{i,k}&=w_{i,k}-w_{i,k-1}\end{aligned}\right\}$ — sõlme i, k paigutiste juurdekasvude projektsioonid vastavalt telgedele x, y, z.

Deformatsioonivõrrandi i-nda trossi sõlmede $k-1$ ja k vahelise lõigu jaoks võime esitada kujul

$$T_{i,k} = T_{0i} + \frac{EF_i}{l_{i,k}^2}\left[\left(a_{i,k} + \frac{1}{2}\Delta u_{i,k}\right)\Delta u_{i,k} + \right.$$

$$\left. + \left(b_{i,k} + \frac{1}{2}\Delta v_{i,k}\right)\Delta v_{i,k} + \left(c_{i,k} + \frac{1}{2}\Delta w_{i,k}\right)\Delta w_{i,k}\right] \tag{1.203}$$

ning k-nda trossi sõlmede $i-1$ ja i vahelise lõigu jaoks kujul

$$T_{k,i} = T_{0k} + \frac{EF_k}{l_{k,i}^2}\left[\left(a_{k,i} + \frac{1}{2}\Delta u_{k,i}\right)\Delta u_{k,i} + \right.$$

$$+ \left(b_{k,i} + \frac{1}{2}\Delta v_{k,i}\right)\Delta v_{k,i} +$$

$$\left. + \left(c_{k,i} + \frac{1}{2}\Delta w_{k,i}\right)\Delta w_{k,i}\right] \tag{1.204}$$

kus T_{0i} ja T_{0k} — vastavalt i-nda kandetrossi ja k-nda pingestustrossi eelpingejõud.

Kontuuripunktide paigutised võime deformeeruva kontuuri puhul avaldada seostest

$$u_{i0} = \sum_s \frac{T_{s1} - T_{0s}}{l_{s1}}\left(a_{s1}u_{is}^x + b_{s1}u_{is}^y + c_{s1}u_{is}^z\right)$$

$$v_{i0} = \sum_s \frac{T_{s1} - T_{0s}}{l_{s1}}\left(a_{s1}v_{is}^x + b_{s1}v_{is} + c_{s1}v_{is}^z\right)$$

$$w_{i0} = \sum_s \frac{T_{s1} - T_{0s}}{l_{s1}}\left(a_{s1}w_{is}^x + b_{s1}w_{is}^y + c_{s1}w_{is}^z\right)$$

kus u_{is}^x, u_{is}^y, ..., w_{is}^z — sõlme i paigutis vastavalt x-, y- või z-telje sihis sõlmes s rakendatud x-, y- või z-telje sihilise (ülemise indeksi järgi) ühikjõu toimel,

T_{s1} — s-nda trossi otsmise lõigu sisejõud pärast väliskoormuse rakendamist,

T_{0s} — s-nda trossi eelpingejõud,

l_{s1} — s-nda trossi otsmise lõigu pikkus,

a_{s1}, b_{s1}, c_{s1} — s-nda trossi otsmise lõigu pikkuse projektsioonid vastavalt x-, y-, z-telje sihile.

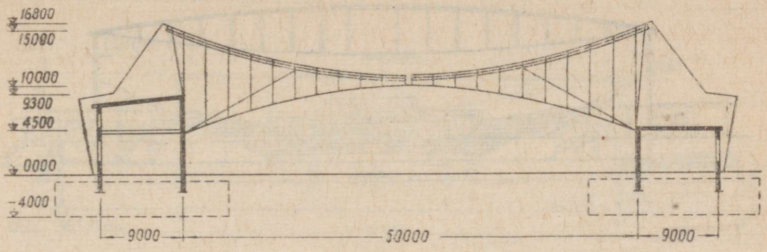
Kontuuripunkti i paigutised ühikjõudude toimel võib määrata lineaarse ehitusmehaanika seoste põhjal.

Koostades tasakaaluvõrrandid trossivõrgu kõigi sõlmede ja deformatsioonivõrrandid kõigi trossilõikude kohta ning viies sisse kõigi kontuuripunktide paigutiste avaldised, saame mittelineaarse algebraliste võrrandite süsteemi sõlmede paigutiste ja trossilõikude sisejõudude suhtes. Selle süsteemi lahendamine on jõukohane ainult kaasaegsetele elektronarvutitele. Võrrandisüsteemi lahendamiseks võib kasutada iteratsioonivõtet, määrates vaheldumisi paigutiste juurdekasvud $\Delta u_{i,k}$; $\Delta v_{i,k}$; $\Delta w_{i,k}$ tasakaaluvõrranditest ning sisejõudude väärtused deformatsioonivõrranditest.

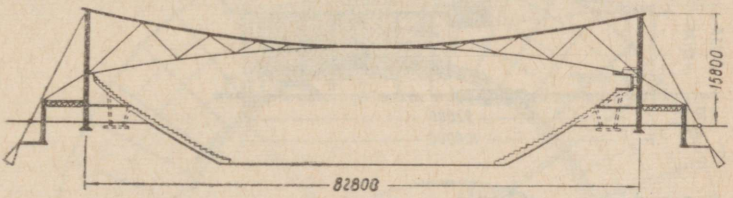
Vertikaalkoormuste juhu jaoks väljatöötatud arvutusmeetod [35, 36] viib mõnevõrra lihtsamale võrrandisüsteemile, mille lahendamiseks tehnikakandidaat *J. Engelbrecht* on koostanud programmi elektronarvutile «Minsk 22». Võrrandisüsteemi mittelineaarsetest liikmetest vabanemiseks soovitatakse see süsteem lahendada muutuvate kordajatega lineaarse võrrandisüsteemina. Selleks jaotatakse koormus $Q_{i,k}$ n osaks ning lahendatakse võrrandisüsteem ilma mittelineaarseid liikmeid arvestamata n korda. Seejuures võetakse iga järgmise koormusastme puhul arvesse eelmise koormusastme paigutisi sõlme koordinaatides.

1.12.5. Rippkonstruktsioonide näiteid

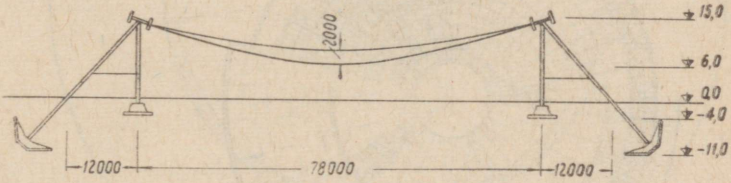
Tasapinnalisi rippsüsteeme kasutatakse ehituspraktikas küllalt sageli, vaatamata trosside ankurdamisel esinevatele raskustele. Pingestustrossidega jäigastatud süsteemi näitena võib vaadelda Berliinis püstitatud autobussi-



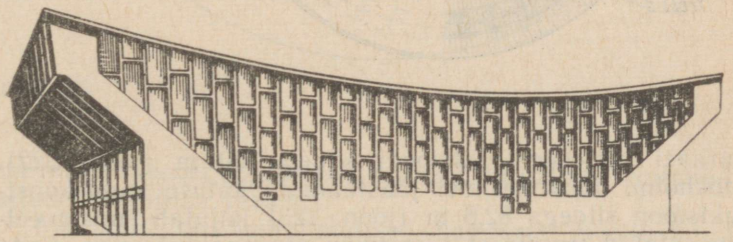
JOON. 222



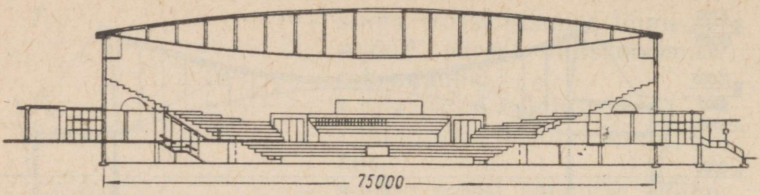
JOON. 223



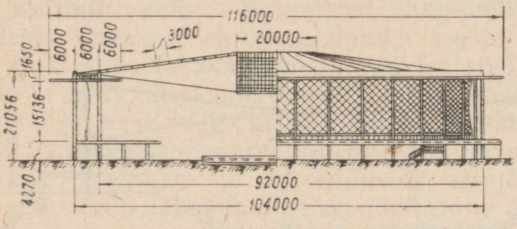
JOON. 224

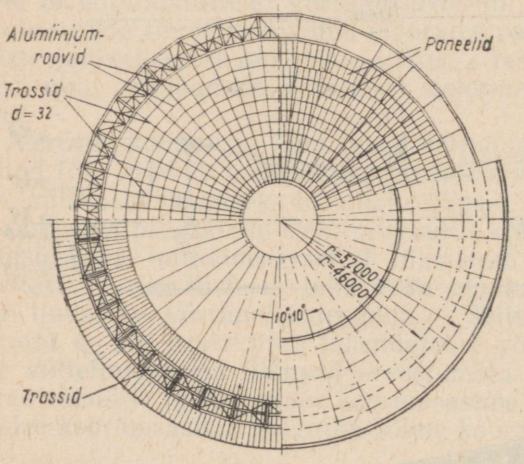


JOON. 225



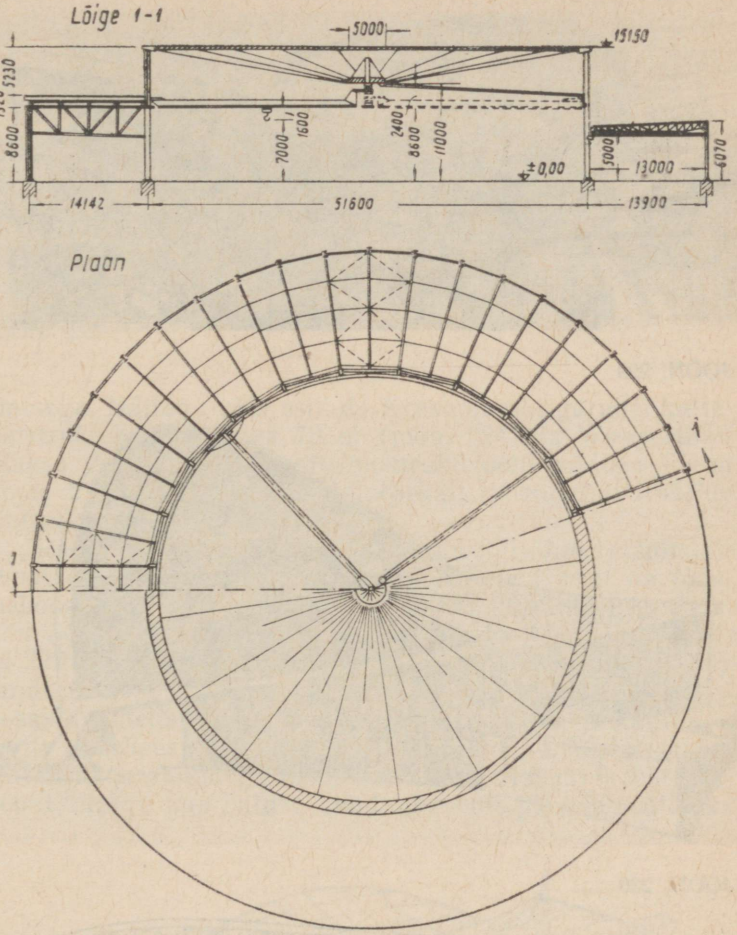
JOON. 226





JOON. 227

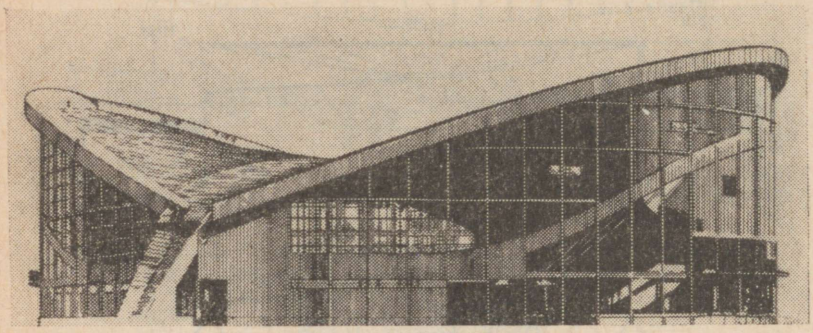
garaaži kattekonstruktsiooni sildega 50 m (joon. 222). Stokholmi Johanneshovi jäästaadioni katuse kandekonstruktsioon sildega 82,8 m (joon. 223) kujutab endast eelpingestatud trossidest sõrestikku diagonaalvõrguga. Seda tüüpi kandureid on nimetatud ka *Jawerthi* süsteemideks,



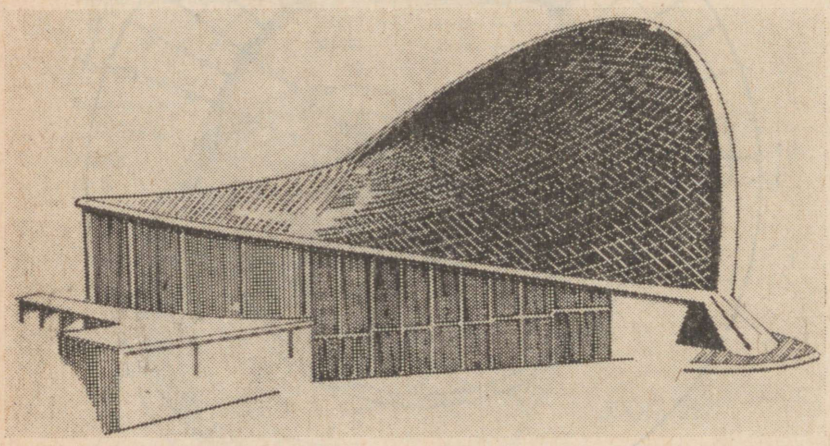
JOON. 228

sest rootsi insener *D. Jawerth* on neid hulgaliselt ehitanud paljudes maailma maades.

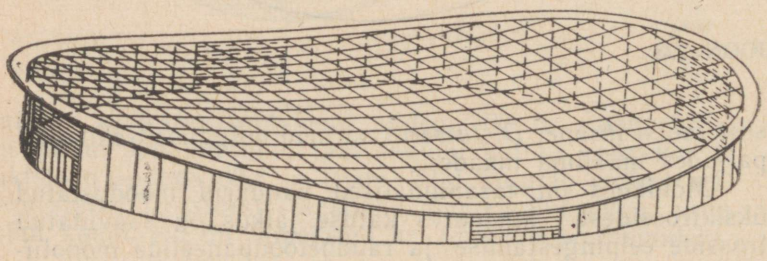
Mõnikord on tasapinnalised kandurid moodustatud üksiktrossidest, kusjuures katuse jäikus on saavutatud trosside eelpingestamise ja raudbetoonpaneelide monolii-



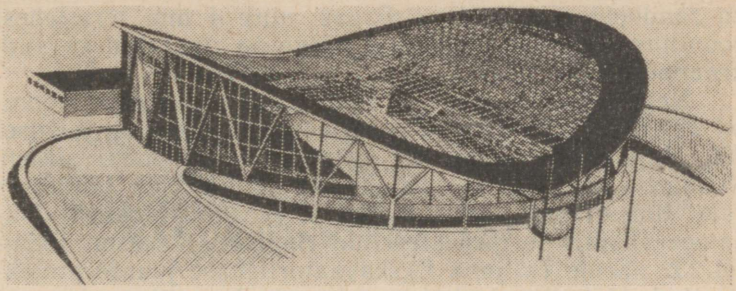
JOON. 229



JOON. 230



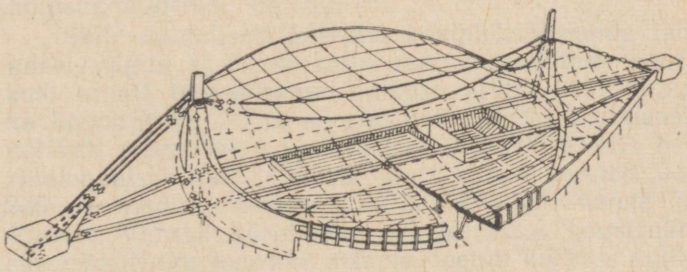
JOON. 231



JOON. 232

timisega. Näitena võib esitada Krasnojarski garaaži kattekonstruktsiooni sildega 78 m (joon. 224) ja Wupperthali (Saksa FV) basseini kattekonstruktsiooni sildega 65 m (joon. 225). Viimases on otstarbekalt lahendatud trosside rõhtturvete tasakaalustamine.

Radiaalsete kanduritega süsteemi kui ühte ratsionaalsemat on kasutatud ühiskondlike hoonete kõrval ka tööstushoonetel. Joonisel 226 on kujutatud Utica (USA) 75 m läbimõõduga auditooriumi kattekonstruktsioon ning joonisel 227 Brüsselis ehitatud USA näitusepaviljoni (ø 104 m) kandesüsteem. Viimast iseloomustab kande- ja pingestustrosside vaheliste varraste puudumine tsentri- ja kontuurirõnga vahelises osas. Joonisel 228 on toodud Austrias püstitatud sildkraanadega tööstushoone (ø 51,6 m) konstruktsiooni skeem, kus katuse kandesüsteemi põhielementideks



JOON. 233

on raudbetoonist kontuurirõngas ning 4 mm teraslehest kooniline katusekate. Viimase külge on riputatud ka sildkraanade pöördetelg.

Negatiivse kõverusega rippkatuse näitena on joonisel 229 toodud Bratislava spordihoone vaade ning joonisel 230 Harkovi estraaditeatri katusekonstruktsiooni skeem. Niisuguse süsteemi esindajaks on ka Tallinna laululava akustiline ekraan. Joonisel 231 on esitatud Moskva «Dünamo» saadionile projekteeritud rippkatuse skeem. Joonisel 232 näeme Tallinna Ekskavaatoritehase juurde projekteeritud jäähalli rippkatuse skeemi. Negatiivse kõverusega rippkatuse omapäraseks esindajaks on Tokio olümpiastaadioni tribüüni kattekonstruktsioon (joon. 233).

2. KÕRGHOONETE KANDEKONSTRUKTSIOON

Möödunud sajandi lõpul hakati USA suurlinnades ehitama nn. pilvelõhkujaid — paljukorruselisi teraskarkassiga hooneid. Eriti intensiivseks muutus USA-s selliste kõrghoonete püstitamine pärast Esimest maailmasõda. Nii näiteks püstitati 1931. a. New Yorki 102 korrusega administratiivhoone, nn. Empire State Building (joonis 234). Hoone tipus asub televisioonimast ja observatoorium. Hoone kõrgus on 375 m, masti kõrgus 67 m. Lääne-Euroopas hakati teraskarkassiga kõrghooneid ehitama mõnevõrra hiljem (1915 ... 1920), ka korruste arv jäi siin tagasihoidlikumaks (mitte üle 30 ... 35 korruse).

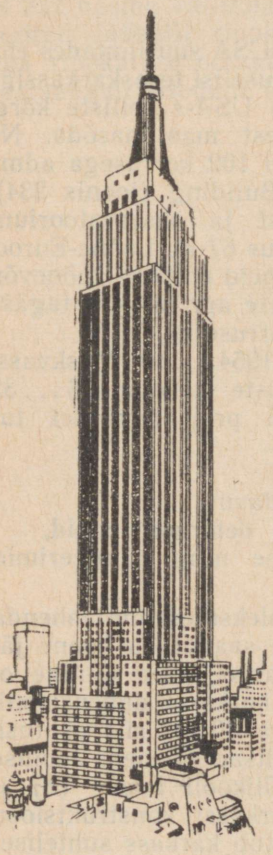
NSV Liidus ehitati aastatel 1954 ... 60 Moskvasse teraskarkassiga kõrghooneid korruste arvuga 16 ... 32. Moskva kõrghoonete teraskarkassi projekteerijatel tuli arvestada järgmisi nõudeid:

1) minimaalne terasekulu,
2) hoone maksimaalne vastupidavus,
3) hoone võimalikult väikesed deformatsioonid,
4) konstruktsiooni valmistamise ning monteerimise hõlpsus ja kiirus.

Selle suhteliselt keeruka kompleksülesande lahendamisel selgus, et ei ole ratsionaalne saavutada hoone jäikust ainult teraskarkassi jäikuse arvel, vaid oluline on ka hoone kuju. Kuna kõrghoonete karkassi dimensioonid määrab peamiselt tuulekoormus (ca 80%), siis osutusid ratsionaalseks alt laiemad, ülalt kitsad hooned. Joonisel 235 on toodud Moskva Riikliku Ülikooli hoone (*a*) ja Punase Värava kõrghoone (*b*) karkassi konstruktsiooni skeemid. Nagu jooniselt näeme, toetub karkass suhteliselt suurele pindalale, mis suurendab hoone üldist jäikust.

Nende hoonete projekteerimisel tehti aga tarbetuid liialdusi: välisseinad valiti liialt massiivsed, hooned kuhjati üle tarbetute ilustistega ja konstruktsioon varjati dekoratsiooni taha, nii et hoone ruumala osutus äärmiselt halvasti ärakasutatuks.

Viimasel ajal on NSV Liidus taas hakatud püstitama nii raudbetoonist kui ka terasest karkassehitisi, sest nende eelisteks on:



JOON. 234

1) võimalus püstitada ehitust kiirmeetodil monteeritavaist elementidest;

2) väike tööjõukulu;

3) võimalus ehitust täielikult industrialiseerida.

Võrdlusarvutused näitavad, et kui korruste arv on kuni 20 ... 22, on kohane moodustada karkass raudbetoonist. Suurema korruste arvu puhul õigustab aga terase kasutamine end täielikult.

Teraskarkassil on võrreldes raudbetoonkarkassiga järgmised eelised:

1) võimalus kokku hoida hoone kasulikku pinda, kuna terasposti ristlõige on raudbetoonpostist tunduvalt väiksem;

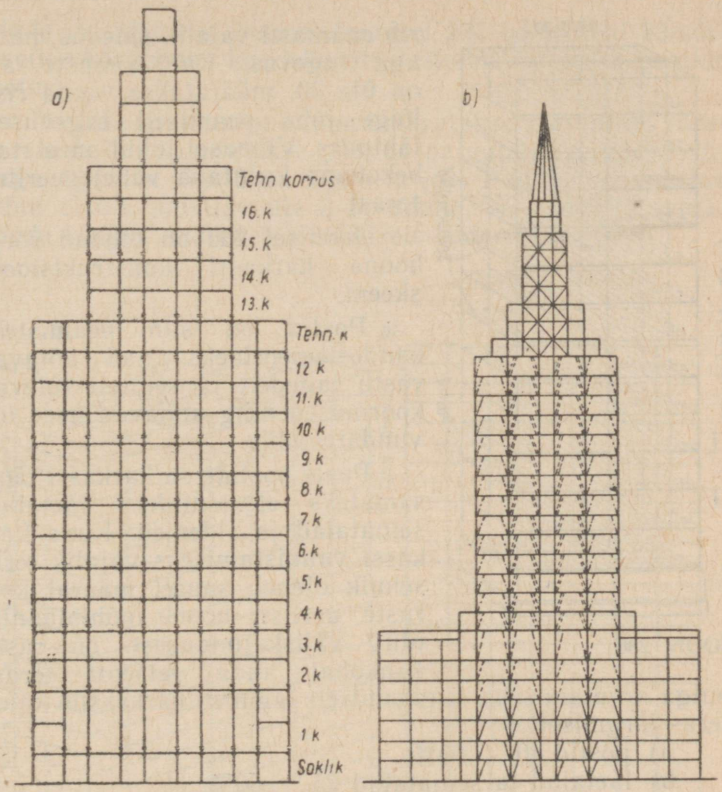
2) konstruktsiooni valmistamine ja monteerimine on kiire ja lihtne;

3) ehituse püstitamine ei olene praktiliselt aastaajast;

4) ehitamiseks piisab väikesest ehitusplatsist.

Teraskarkassi peamisteks puudusteks on:

1) suhteliselt suur terasekulu, mis mõnikord (elastse sarruse puhul) ületab raudbetoonis kasutatava terasehulga kuni 70 ... 80% võrra;

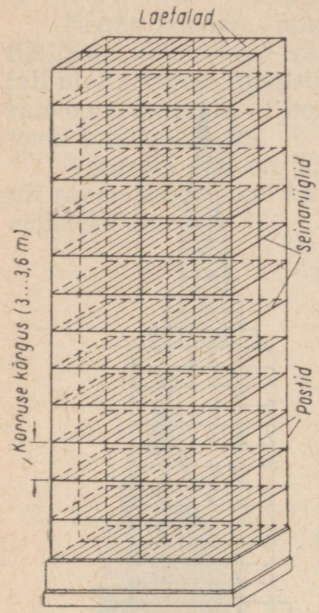


JOON. 235

2) vähene tulekindlus;
3) alaline korrosioonioht.

Punktides 2 ja 3 toodud puudusi on võimalik vältida, vooderdades teraskarkassi tulekindla kihiga, tavaliselt betooniga.

Karkass valmistatakse kas harilikust süsinikterasest ВСт.3 või vähelegeeritud terasest. Materjali valikul peab olema selge, kas elemendi dimensioonid määratakse lähtudes tugevuse või stabiilsuse nõudest. Arvutused näitavad, et kui hoone korruste arv ei ole eriti suur (alla 20), on postide sisejõud suhteliselt väikesed ja ristlõike diktee-



JOON. 236

rib enamasti vajalik saledus, mitte aga tugevus. Kui korruste arv on üle 30, määratakse varda ristlõige juba peamiselt tugevusest lähtudes. Viimasel juhul on otstarbekohane kasutada vähelegeeritud terast.

Joonisel 236 on toodud kõrghoone karkassi konstruktsiooni skeem.

Postid on siin peamisteks kandeelementideks, nad võtavad vastu lagedelt ja seintelt tulevad koormused ning annavad need üle vundamendile.

Peale postide on karkassi tähtsamateks elementideks laetalad, seinatalad ja sidemed. Kuna karkassi valmistamiseks vajalik terasehulk oleneb suurel määral korruste arvust, hoone põhiplaanist ning väliskujundusest, on raske siinkohal anda retsepti terase hulga arvutamiseks. Ligikaudselt jaguneb karkassile kuluv teras järgmiselt:

a) postid 40 ... 60%,
b) laetalad ja seinatalad 25 ... 60%,
c) liftid, redelid jne. 4 ... 6%,
d) sidemed 3 ... 7%.

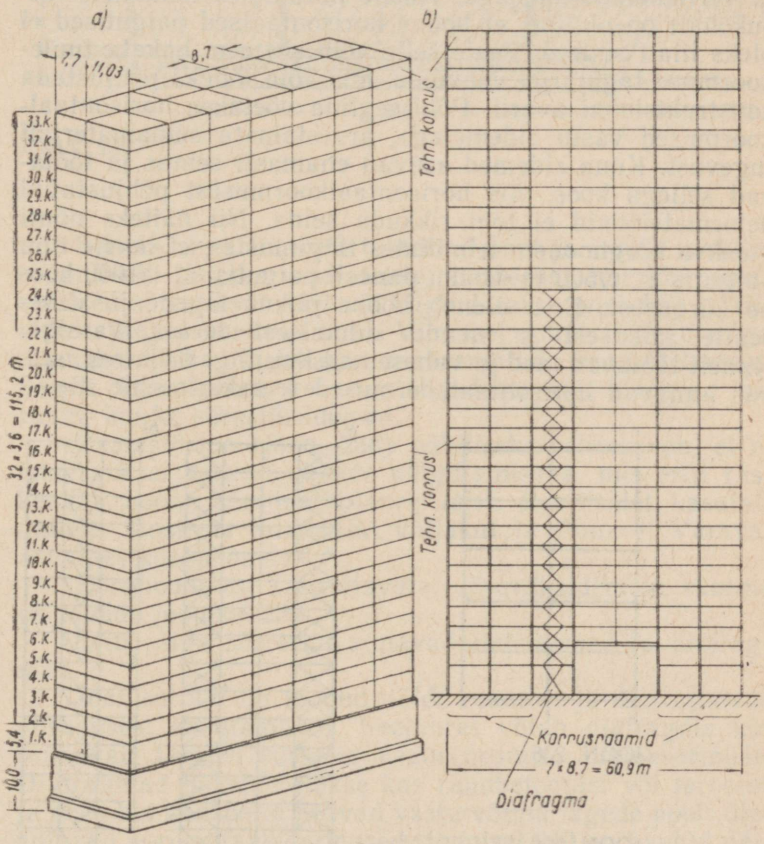
Terase kulu postidele on võimalik vähendada 30 ... 40% võrra, kui teraspostid ümbritseda betooniga. Sel puhul töötavad teraspostid nagu jäiga sarrusega raudbetoonpostid. Eriti ohtralt kasutati sellist lahendust Moskva kõrghoonete ehitamisel.

2.1. POSTIDE PAIGUTUS

Nagu eespool märgitud, on kandekonstruktsiooni tähtsaimateks elementideks postid. Eriti oluline on nende asetus põhiplaanis, mis omakorda mõjutab laetalade, seina-,

talade ja sidemete asetust. Joonisel 237 on toodud 32-korruselise kõrghoone kandekonstruktsiooni skeem ja postide asetus.

Postide optimaalne samm määratakse variantide võrdluse teel. Nii kasutatakse postide paigutamisel võrku silmaga 4 × 4 m, 5 × 5 m, 6 × 6 m jne. Raudbetoonvahelae puhul ei ole soovitav üle 6 m minna, sest lae- ja seinatalade kõrgus suureneb võrdeliselt silde ruuduga.

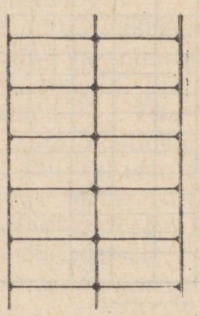


JOON. 237

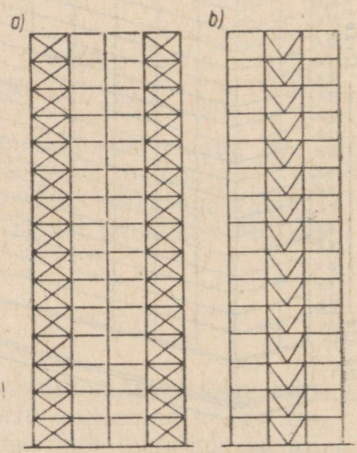
Korruse kõrguseks võetakse 3...4 m olenevalt hoone laadist. Hoone ruumijaotuse kujundamisel on äärmiselt oluline, et karkassi postid oleksid võimalikult läbijooksvad. Juhul kui nähakse ette suuri ruume (saale), tuleb postide paigutamisel seda arvestada (joonis 237).

2.2. HOONE RUUMILINE JÄIKUS

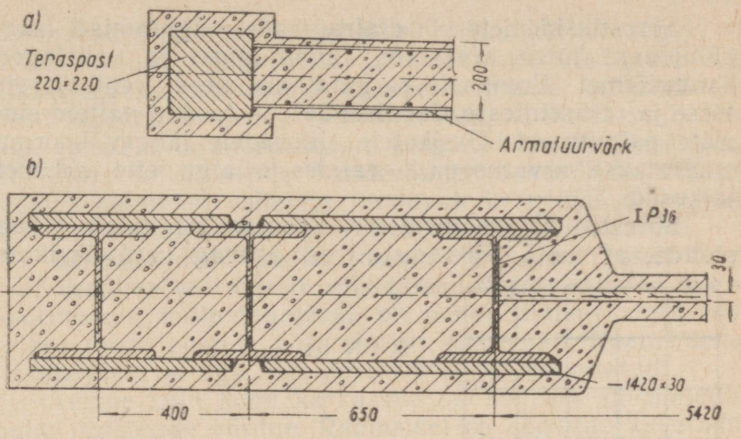
Kõrghoone metallkarkass on koormatud horisontaal- ja vertikaalkoormustega. Hoone normaalse töötamise seisukohalt on oluline, et hoone horisontaalsed paigutised ei oleks liialt suured. Peale selle võib süsteem hakata tuulekoormuse tagajärjel võnkuma, mis võib lõpuks põhjustada konstruktsiooni avarii. Põhireeglina võetakse horisontaalkoormused vastu sidemetega, arvestamata seinamaterjali tugevust. Kuna sidemed asuvad enamasti seinas ja töötavad sellega koos, siis horisontaalkoormusest põhjustatud deformatsioonid ei tohi rikkuda seina. Nii näiteks nõuti Moskva kõrghoonete tehnilistes tingimustes, et hoone tipu paigutis $\leqslant 1/500$ ja üksiku paneeli paigutis $\leqslant 1/1000$ hoone kõrgusest. Eriti oleneb hoone jäikus lagede ja vaheseinte jäikusest ja nende sidumisest teraskarkassiga. Nimelt töötavad laed ja vaheseinad kui jäigad diafragmad, mis annavad horisontaalkoormused teraskarkassile üle.



JOON. 238



JOON. 239



JOON. 240

Selleks et vastu võtta tuulekoormust ja muuta karkass ruumiliselt jäigaks, asetatakse kandesüsteemi kas spetsiaalsed sõrestiksidemed või kujundatakse postidest ja riividest jäigad korrusraamid. Viimasel juhul tekivad väga mitmekordselt staatikaga määramatud raamsüsteemid. Sageli kasutatakse ka segalahendust, kus esinevad nii raam- kui ka sõrestiksidemed.

Raamsideme (joon. 238) põhiliseks eeliseks on, et ei teki raskusi uste ja akende paigutamisega, mis eriti raskendab hoone seesmist planeerimist. Raamsidet kasutati näiteks Moskvas Smolenski väljakul ja Punasel Väraval asuvates kõrghoonetes.

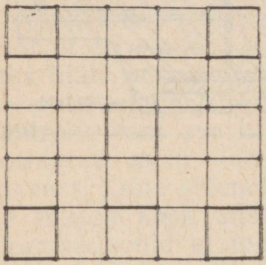
Kõrghoonetes kasutatavate sõrestiksidemete skeeme on toodud joonisel 239.

Eriti jäiga süsteemi annavad ristsidemed ja diafragmad.

Joonisel 237 on toodud näide raamide ja diafragmade üheaegsest kasutamisest. Seejuures võtab diafragma kui tunduvalt jäigem süsteem vastu peamise tuulekoormuse. Diafragmad moodustatakse kas raudbetoonist või terasest ja need kui konsoolid peavad vastu võtma lagede poolt üleantavad horisontaalkoormused. Joonisel 240 on toodud näiteid raudbetoonist ja terasest valmistatud diafragmadest.

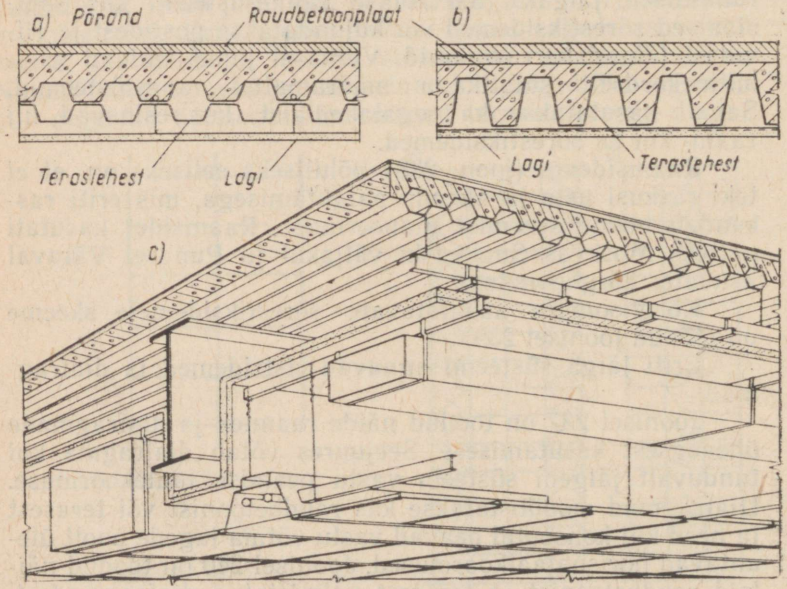
Sõrestiksidemete või diafragmade paigutamisel hoone põhiplaani tuleb arvestada ruumijaotust ja vahelagede kandevõimet. Enamasti paigutatakse need trepikojaseintesse ja otsaseintesse. Joonisel 241 on toodud näiteid sidemete paigutusest. Üksikutele sidemetele langev koormus määratakse arvutusega, valides esialgu ette sidemete jäikused.

Sõrestik- ja raamsideme kasutamisel tuleb silmas pidada, et kuna sõrestiksidemed asuvad vaid üksikutes



JOON. 241

JOON. 242



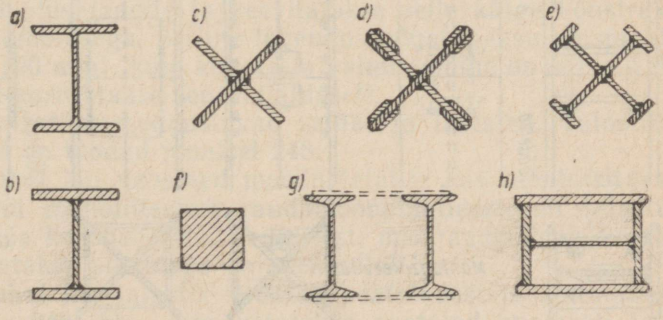
postiridades, siis peab vahelagi olema küllalt tugev, et tuulekoormusi vastu võtta ja sidemetele üle anda. Kui vahelagedeks kasutatakse raudbetoonplaate, on need niivõrd tugevad, et nende kontrollarvutus ei ole tarvilik. Kui aga vahelaed on moodustatud kergetest elementidest (joonis 242), tuleb nende kandevõimet kontrollida. Raamsideme puhul on vahelagi tunduvalt kergemas ölukorras, sest horisontaalkoormusi võtavad vastu kõik raamid.

Sõrestiksideme postid saavad lisaks korrustelt tulevale vertikaalkoormusele veel täiendavaid sisejõude tuulekoormusest, mille tagajärjel on nende dimensioonid võrreldes teiste postidega tunduvalt suuremad. Raamsideme kasutamisel on aga kõik postid võrdselt koormatud.

Terase kulu kogu karkassile on mõlema sidemetüübi puhul ligikaudu võrdne. Raamsidet on soovitav kasutada, kui korruste arv ei ületa 20 . . . 25.

2.3. KARKASSI KUJUNDAMINE

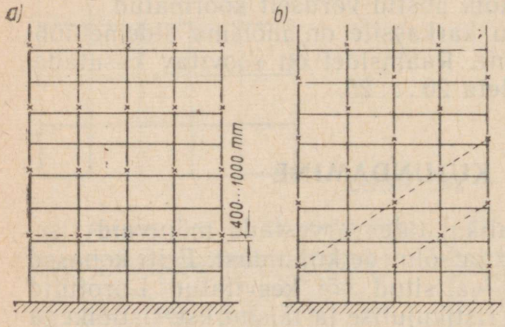
Posti ristlõike valikul tuleb arvestada mõjuvaid sisejõudusid, nõtkepikkusi ja sõlmede kujundust. Eriti kohased on laia flanšiga kas valtsitud või keevitatud I-profiilid (joonis 243, *a*, *b*). Ka ristikujulise ja täisnurkse ristlõikega profiilid (joonis 243, *c* . . *f*) sobivad suure koormusega postide valmistamiseks. Eriti tuleks ristikujulisi profiile kasutada sõrestiksideme korral.



JOON. 243

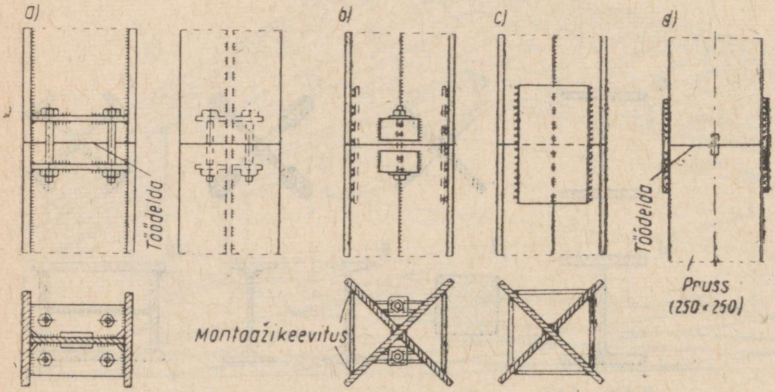
Kuna keevitatud I- ja X-profiilid valmistatakse universaal-lehtterasest, on nende vööde maksimaalne paksus 50 mm. Joonisel 243, *g* ja *h* on toodud liitpostide ristlõikeid, mille kasutamine karkassi postideks on suhteliselt piiratud, sest nende sisejõud $N \leqslant 600 \ldots 700$ t.

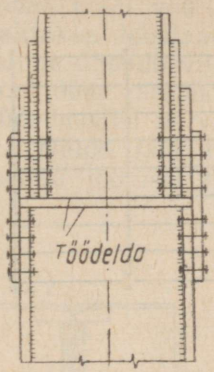
Postid monteeritakse kokku üksikuist elementidest, mille pikkuseks valitakse 2 ... 3 korruse kõrgust. Postide montaažijätkud projekteeritakse enamasti nii, et koormus kantakse üle freesitud otste kaudu. Selline lahendus võimaldab vähendada posti kaalu ca 7% võrra. Posti jätk asetatakse 400 ... 500 mm põranda pinnast kõrgemale, et



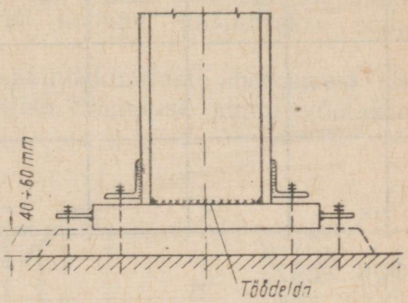
JOON. 244

JOON. 245





JOON. 246



JOON. 247

jätku oleks hõlpsam monteerida. Postide jätkud kas asuvad ühel nivool või asetatakse astmeliselt (joonis 244). Montaažitööde seisukohalt tuleks eelistada esimest varianti.

Joonisel 245 on toodud postijätkude tüüpe. Tüüpe *a* ja *b* kasutati Moskva kõrghoonete ehitamisel. Juhul kui jätku kohal muutub posti ristlõige, keevitatakse posti ristlõike kõrguse suurendamiseks vöödele lisalehed.

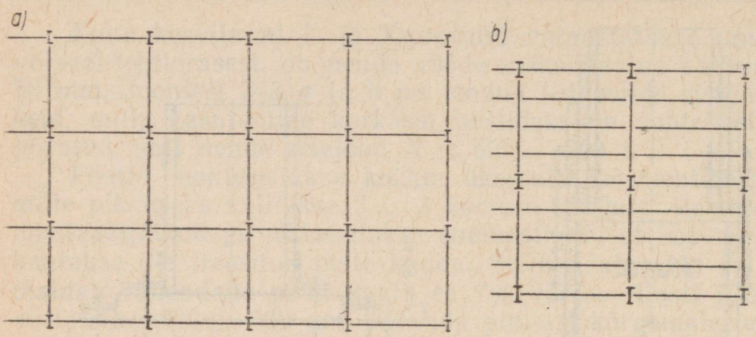
Joonisel 246 on kujutatud posti jätk, kus posti freesitud otste vahele on asetatud vaheleht.

Posti tüvelt tulev koormus antakse vundamendile üle posti jala kaudu. Joonisel 247 on toodud näide posti jala kujundusest, kus posti freesitud ots toetub otseselt töödeldud alusplaadile ja keevitatakse selle külge konstruktiivse õmblusega. Selline lahendus nõuab paksu alusplaati ($\delta > 100$ mm), kuid kuna jala valmistamine on suhteliselt lihtne, kasutatakse seda laialdaselt.

Talastiku moodustavad seina- ja laetalad. Talastiku näiteid on toodud joonisel 248.

Juhul kui vahelaed moodustatakse kas monteeritavatest või monoliitsetest raudbetoonplaatidest, on talastik lihtne ja koosneb ainult riiglitest, mis raamsideme korral kinnitatakse postidega paindekindlalt.

Juhul kui talastik koosneb peataladest ja abitaladest (joonis 248, *b*), moodustatakse peatalad enamasti laia



JOON. 248

flanšiga (keevitatud või valtsitud) I-profiilidest, abitalad aga harilikest valtsitud I-profiilidest. Peatala on raamsideme korral ühtlasi ka raamiriigliks, mis töötab paindele ja survele. Välisseinatalad, mille külge kinnitatakse välissein, moodustatakse enamasti valtsitud I-profiilidest. Juhul kui välisseinatala on ühtlasi raamiriigliks, tuleb tema arvutamisel arvesse võtta seina kaalu. Joonisel 251 on toodud näide välisseina kinnitusest seinatalale.

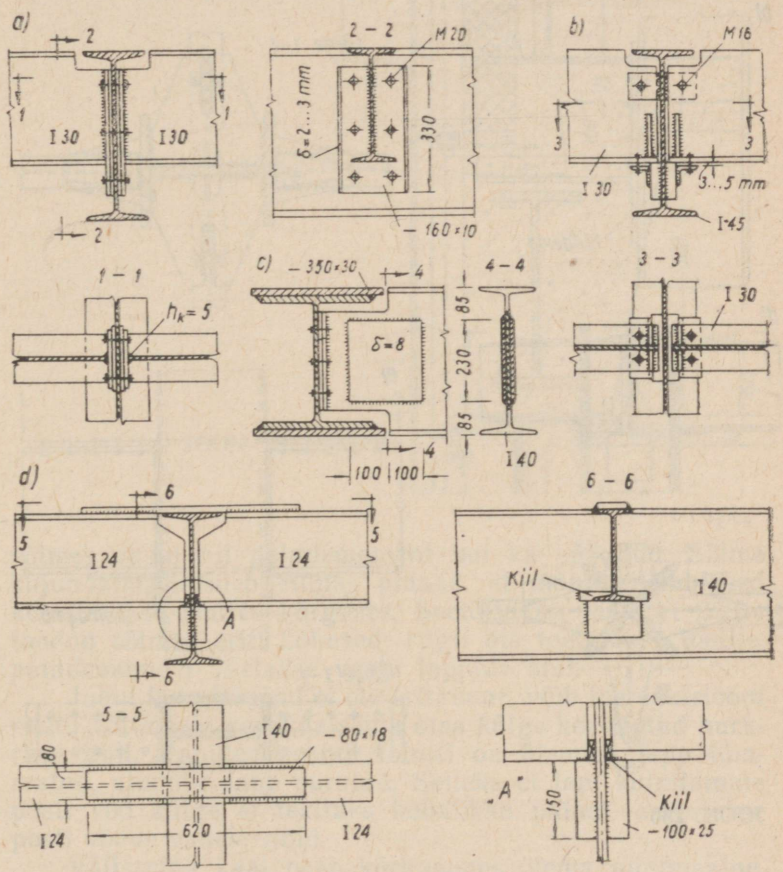
Laetalad kas toetatakse vabalt (joon. 249, *a*, *b*, *c*) või kinnitatakse paindekindlalt (*d*) peatalade külge. Viimane variant on materjali kokkuhoiu seisukohalt parem, kuid nõuab täpset tööd. Talade ühenduste arvutust on käsitletud I köites.

Tala ühendatakse postidega kas paindevabalt, pooljäigalt või jäigalt. Juhul kui karkassi ruumilise jäikuse loomiseks kasutatakse sõrestiksidet või diafragmat, kinnitatakse talad postide külge enamasti paindevabalt. Joonisel 250, *a* on toodud tala ja posti ühendamise näide. Siin toetub tala ots vabalt posti vöö külge kinnitatud toolile ja kinnitatakse montaažipoltidega. Tooli jäigastamiseks asetatakse mõnikord tema vöö alla ribi.

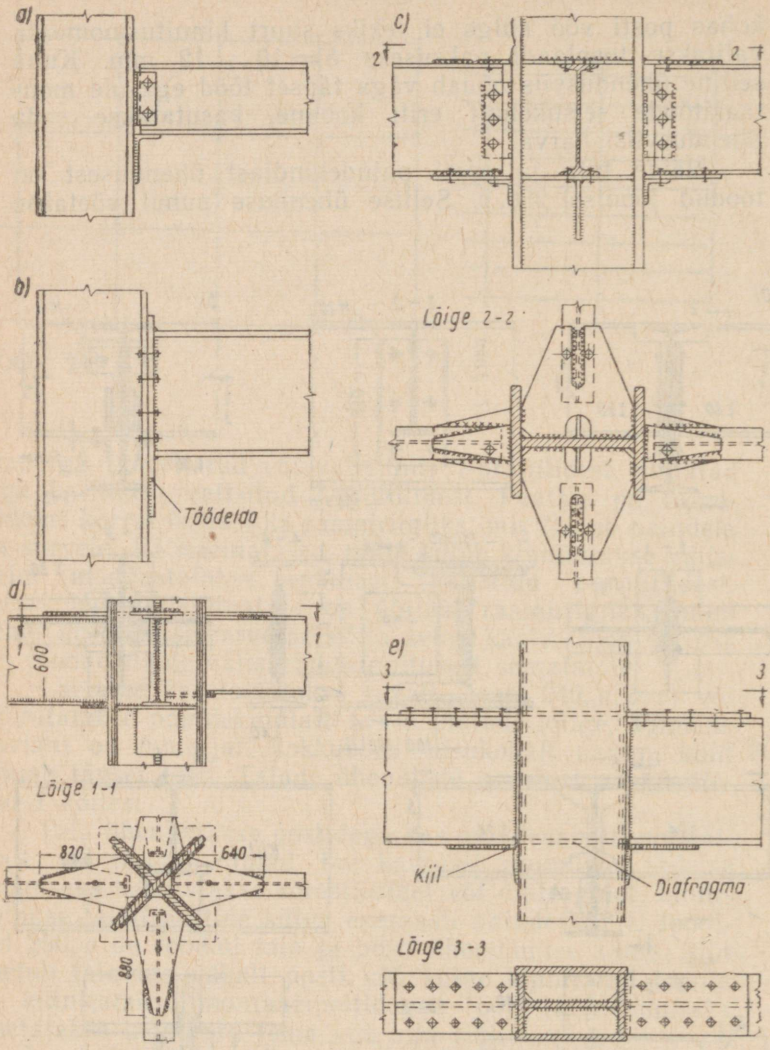
Joonisel 250, *b* on toodud näide tala ja posti pooljäigast ühendusest. Seda ühendusviisi kasutatakse kergete konstruktsioonide puhul. Nagu jooniselt näha, antakse pooljäiga ühenduse korral toereaktsioon toolile üle toeplaadi freesitud otsa kaudu. Selleks et toeplaadi kinnitus-

kohas posti vöö külge ei tekiks suurt kinnitusmomenti, valitakse toeplaadi paksuseks $\delta = 10 \ldots 12$ mm. Kuna selline ühendusviis nõuab väga täpset tööd ega ole montaažitööde seisukohalt eriti kohane, kasutatakse seda ühendusviisi harva.

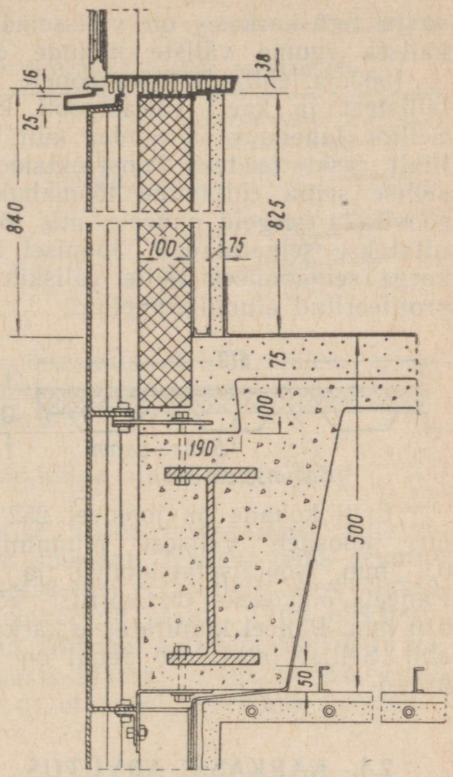
Näide tala ja posti paindekindlast ühendusest on toodud joonisel 250, *c*. Sellise ühenduse puhul võetakse



JOON. 249


a)
b)
Tööõelda
c)
2
2
Lõige 2-2
d)
1
1
600
Lõige 1-1
820
640
880
e)
3
3
Kiil
Diafragma
Lõige 3-3

JOON. 250



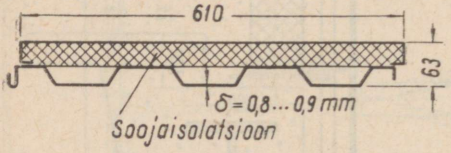
JOON. 251

sõlmes vastu nii paindemoment kui ka põikjõud. Sõlme kujundamisel tuleb silmas pidada, et montaažiõmblused keevitatakse suures kõrguses. Seetõttu on joonisel 250, *c* toodud sõlmed eriti kohased: riigli ots toetatakse toolile, paindemoment võetakse vastu lappide abil.

Juhul kui põikjõud ei ole eriti suur, võib toereaktsiooni vastu võtta tala vertikaalseina otsa külge keevitatud nurkraua abil. Paindemomendi toimel on ülemine lapp tõmmatud, alumine lapp surutud. Selleks et lapi kinnitamine posti vöö külge ei tekitaks kohalikku painet, asetatakse posti vööde vahele ribid.

Välisseina kaal peab kõrghoones olema minimaalne. Kuna nii horisontaal- kui ka vertikaalkoormused võtab

vastu teraskarkass, on välisseina peamiseks ülesandeks kaitsta ruume väliste mõjude eest. Moskvas 1954 ... ... 1960. a. ehitatud kõrghoonete välisseinad laoti õõnestellistest ja kaeti väljastpoolt keraamiliste plaatidega. Selline lahendus suurendas küll hoone jäikust, kuid on liialt raske ja teeb konstruktsiooni kalliks. Pealegi on sellise seina ehitamine töömahukas. Seina jaoks tuleb soovitada kergeid paneele, mis tõstetakse kohale ja kinnitatakse seinataladele. Joonisel 251 on näitena toodud kerge seinapaneel, mille väliskihiks on 2 mm paksune profileeritud alumiiniumplaat.



JOON. 252

Eriti kohane on joonisel 252 kujutatud seinapaneel, mis koosneb välisest alumiiniumplaadist paksusega 0,9 mm, soojaisolatsioonist ja sisemisest teraslehest. Paneeli pikkuseks on korruse kõrgus, paneeli laiuseks 610 mm. Paneel kinnitatakse karkassitalade külge poltide abil. Sellise lahenduse puhul on montaažitööd äärmiselt kiired.

2.4. KARKASSI ARVUTUS

Teraskarkassile mõjuvad horisontaal- ja vertikaalkoormused määratakse СНиП II-А.11-62 «Koormused ja mõjud» põhjal. Suuremale osale kõrghoone korrustest nähakse ette eluruumid, kontoriruumid jne. Osa korruseid eraldatakse aga masinate, trafode, vintside jne. paigaldamiseks; neid korruseid nimetatakse tehnilisteks. Nii on Moskva Kalinini prospekti 31-korruselise kõrghoone 1 ... ... 12. ja 15 ... 27. korrustel kontoriruumid, 13., 14., 30. ja 31. on aga tehnilised korrused.

Karkassipostide arvutamisel oletatakse, et kõigil korrustel ei ole 100%-list ajutist vertikaalkoormust. Tabelis 2.1 on toodud postide arvutamisel vahelagede ajutisele koormusele rakendatavate tegurite väärtused.

Tabel 2.1

Vahelaekoormuse vähendustegurid postide arvutamisel

Vahelagi	Vähendustegur korrusevahelae ajutisele koormusele
Kaks alumist	1,00
Alt kolmas ja neljas	0,85
Alt viies ja kuues	0,70
Kõik ülejäänud	0,60

Hoonele mõjuvad tuulekoormused määratakse vastavalt normidele ja rakendatakse korrusevahelagede pinnas. Teraskarkass arvutatakse:

a) üldstabiilsusele,
b) tugevusele ja kohalikule stabiilsusele ning
c) jäikusele.

Kuna mitmekorruselise hoone teraskarkass kujutab endast keerukat ruumilist süsteemi, tehakse tema arvutamisel sageli mitmeid lihtsustusi. Harilikult arvutatakse üksikud tasapinnalised süsteemid eraldi. Tänu elektronarvutite rakendamisele on viimasel ajal töötatud välja ka mitmeid meetodeid karkassi täpseks arvutamiseks. Eriti tuleb postide ja riiglite arvutamisel arvestada koormuskombinatsioonide mõju.

3. LEHTKONSTRUKTSIOONID

Lehtkonstruktsioonid koosnevad peamiselt üksikutest metall-lehtedest ja kujutavad endast ruumilisi koorikkonstruktsioone, mille ülesandeks on hoida või transportida vedelikke, gaase, sõmeraineid jne. Konstruktsiooni kujundamisel tuleb peale tugevuse ja stabiilsuse pöörata tähelepanu veel ühenduste tihedusele.

Lehtkonstruktsioonide põhilisteks esindajateks on:

1) reservuaarid vee, nafta, naftasaaduste jt. vedelainete hoidmiseks;

2) gaasihoidlad gaaside hoidmiseks ja jaotamiseks;

3) punkrid ja silod sõmerainete hoidmiseks;

4) suure ($\geqslant 600$ mm) läbimõõduga torud gaaside ja vedelike juhtimiseks;

5) metallurgiatehaste ja keemiakombinaatide spetsiaalsed metallkonstruktsioonid.

Käesolevas peatükis on käsitletud peamiselt punktides 1 . . . 4 toodud lehtkonstruktsioonide arvutamist ja projekteerimist.

Töötamise režiimilt erineb lehtkonstruktsioon tunduvalt teistest metallkonstruktsioonidest. Peaaegu alati on siin üksikud elemendid, eeskätt ühendused, pingestatud kuni arvutustugevusteni. Peale selle esineb lehtkonstruktsioonides suuri pingete kontsentratsioone ja temperatuuri muutusest tekkinud pingeid. Seetõttu arvestatakse lehtkonstruktsioonide, eriti reservuaaride projekteerimisel suhteliselt madalat töötingimuse tegurit $m = 0{,}8$.

3.1. MATERJALID

Lehtkonstruktsiooni materjali valikul tuleb silmas pidada konstruktsiooni töötamisaegset temperatuuri. Nimelt näitab lehtkonstruktsioonide avariide analüüs, et habras purunemine esineb peamiselt madalal temperatuuril, kusjuures eriti vähendavad konstruktsiooni kandevõimet pingekontsentratsioonid õmblustes. Need võivad olla tingitud kas konstruktsiooni ebaõigest kujust (järsud ülemineku) või keevisõmbluste defektidest (praod, poorid, mitteläbikeevitatus jne.). Arvestades, et hapra murru peamisteks põhjusteks on materjali külmhaprus ja pingekontsentratsioonid, tuleb lehtkonstruktsioonide materjaliks valida rahulik martäänteras, sest eriti tundlikud madalatele temperatuuridele on keev-konverterterased. Põhiliseks lehtkonstruktsioonide materjaliks on rahulik martäänteras ВСт.3 ГОСТ 380-60*. Kuna teras Ст.3 võib külma käes (alla —20° C juures) hapraks muutuda, tuleks teda kasutada vaid temperatuuridel üle —20° C. Juhul kui lehtkonstruktsioon töötab eriti madalal temperatuuril (alla —20° C), tuleb Ст.3 kasutamisel täiendavalt nõuda, et tema löökpaindetugevus —40° C juures $A \geqslant 3$ kGm/cm².

Kui lehtkonstruktsioonid töötavad kõrgel temperatuuril, tuleks nad valmistada vähelegeeritud terasest. Ka suure rõhu all töötavad lehtkonstruktsioonid (püsiva mahuga gaasihoidlad jne.) tuleks valmistada vähelegeeritud terastest (15ХСНД jt.).

Lehtkonstruktsioonid, mis töötavad suure rõhu all ja kõrgel temperatuuril ($q = 8 \ldots 60$ kG/cm², $t = 120 \ldots 450$° C), moodustatakse katlaterasest margiga 15K, 20K või 25K. Kui aga temperatuur on 450 ... 550° C, valmistatakse konstruktsioon molübdeen- või kroomnikkelterasest mark 15M, 20M, 15XM. Ka alumiiniumisulamid kõlbavad lehtkonstruktsioonide valmistamiseks.

3.2. LEHTEDE ÜHENDAMINE

Lehtkonstruktsioonide elemendid ühendatakse neetimise või keevitamise teel. Ühendused peavad olema tugevad ja tihedad.

3.2.1. Neetühendused

Needi läbimõõt d_0 määratakse empiirilisest valemist

$$d_0 = \sqrt{5\delta} - a$$

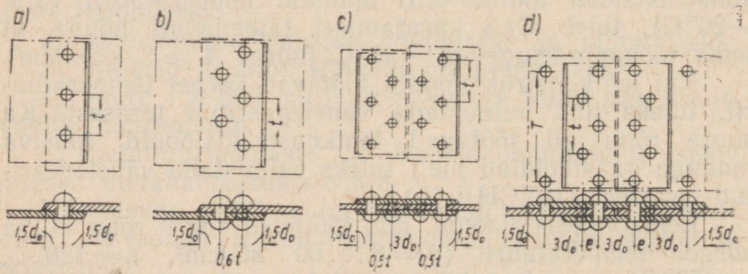
kus d_0 — needi läbimõõt cm,
δ — lehe paksus cm,
a — konstant; ülekattega ühenduse puhul 0,4 cm, jätkühenduse puhul 0,6 cm.

Neetõmbluse kasutegur

$$\varphi = \frac{t - d_0}{t}$$

kus t — needisamm,
d_0 — augu läbimõõt.

Harilikult on neediaugu läbimõõt $d_0 = 10$, 12, 14, 17 või 20 mm.



JOON. 253

Ülekattega neetühendus on suhteliselt tugev ja tihe, tema kasutegur $\varphi = 0{,}67 \ldots 0{,}75$.

Näiteid ülekattega ühenduste kujundusest on toodud joonisel 253 (a — üherealine, b — kaherealine ühendus).

Üherealise ühenduse puhul, kus ülekattega ühenduste kasutegur on üsna väike, kasutatakse neid peamiselt vähekoormatud elementide ühendamiseks.

Põkkühenduste $\varphi = 0{,}75 \ldots 0{,}93$; neid kasutatakse suu-

remate koormuste vastuvõtmiseks. Põkkühenduse näide on toodud joonisel 253, *c*, *d*.

Kitsas lapp, mille paksus $\delta_l = 0{,}7\delta$, asetatakse kaheja kolmerealise ühenduse puhul konstruktsiooni välisele küljele.

3.2.2. Keevisühendused

Lehtkonstruktsiooni elementide ühendamiseks kasutatakse põkk-, ülekatte- ja nurkühendust. Kõige ratsionaalsemaks tuleb lugeda põkkühendust, mis võimaldab hoida kokku nii konstruktsiooni materjali kui ka elektroodi. Joonisel 254 on kujutatud lehtkonstruktsioonides kasutatavad põkkõmbluste tüübid mitmesuguste lehepaksuste puhul.

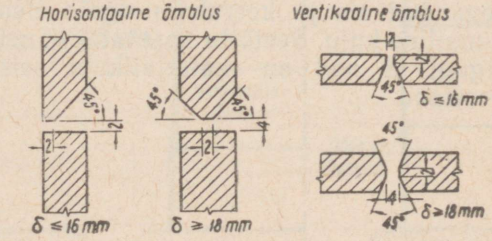
Aluslapiga põkkühendust ei ole soovitav kasutada, sest sel juhul suureneb õmbluse pikkus ja õmbluses tekivad suured temperatuuripinged, mis võivad tekitada pragusid. Ühtlasi on sellise ühenduse õmbluste kontrollimine raske.

Ülekattega ühendust on otstarbekohane kasutada õhukeste lehtede korral, kus õmblus asub ühel pool ja lehtede paksus $\delta = 2 \ldots 6$ mm.

Nurkõmblust kasutatakse põhja ja kere kokkukeevitamisel.

Lehtkonstruktsioonide keevitamisel kasutatakse käsitsi ja automaatset elekterkeevitust. Käsitsi keevitamisel kasutatakse peamiselt elektroode Э42 katte margiga ОММ-5 vms. Vastutusrikaste lehtkonstruktsiooni ühenduste käsitsi keevitamisel kasutatakse elektroode Э42А (ГОСТ 2523-51) kattega УОНИ-13/45.

Vähelegeeritud teraste kokkukeevitamisel kasutatakse elektroode Э50А, Э55А.



JOON. 254

3.3. RESERVUAARID

Teraslehtedest reservuaarid on määratud peamiselt vedelike hoidmiseks. Kuju järgi liigitatakse reservuaare järgmiselt:

1) püstsilindrilised;
2) rõhtsilindrilised;
3) tilgakujulised;
4) sfäärilised.

Silindrilisi reservuaare kasutatakse laialdaselt naftabaasides ja ettevõtetes vedelkütuse, vee jms. hoidmiseks. Sfäärilisi ja tilgakujulisi reservuaare on hakatud kasutama alles viimasel ajal, peamiselt intensiivselt auravate naftaproduktide hoidmiseks. Nendes on gaasi rõhk 0,4 ... ... 6 kG/cm². Eriti ratsionaalne on tilgakujuline reservuaar, mis kujutab endast võrdvastupidavat kandekonstruktsiooni.

Raudteel transportimise seisukohalt jaotatakse silinderreservuaarid gabariitseteks ($D \leqslant 3{,}25$ m) ja mittegabariitseteks ($D > 3{,}25$ m).

Reservuaari tüübi valikul tuleb arvestada hoitavat produkti, vajalikku mahtu, ehitusrajooni ja reservuaari töötamise laadi.

Silinderreservuaarid valmistatakse üksikutest lehtedest, mille servad on tasaseks lõigatud. Konstruktsioon keevitatakse kokku pärast esialgset kokkumonteerimist; õeejuures on äärmiselt oluline keevitamise õige järjekord ja režiim. Selleks et keevisõmblustes ei tekiks suuri pingekontsentratsioone, peab üleminek ühelt paksuselt teisele olema sujuv. Õmblus koosnegu mitmest kihist. Katsed näitavad, et õige keevitusrežiimi puhul võib keevitada ka miinustemperatuuril.

Sfäär- ja tilkreservuaaride valmistamine on tunduvalt aeganõudvam ja keerukam: igale elemendile tuleb anda ruumiline kuju. Seetõttu kasutatakse neid suhteliselt harva, olgugi et nad on materjalikulu seisukohalt eriti ökonoomsed.

3.3.1. Püstsilindrilised reservuaarid

Käesolevalt vaatleme ainult keevitatud konstruktsioone.

Tasase põhja ja koonilise katusega püstsed silindrilised reservuaarid valmistatakse ГОСТ 2486-51 järgi. Nad on määratud peamiselt nafta ja naftasaaduste hoidmiseks siserõhul $p \leqslant 0{,}02$ kG/cm² ja vaakumil $\leqslant 0{,}0025$ kG/cm². Kui gaasi rõhk ületab lubatava siserõhu, avaneb kaitseklapp ja laseb aurud atmosfääri välja. Standardsete reservuaaride kõrgus $H = 5{,}51 \ldots 12{,}53$ m, läbimõõt $D = 5{,}33 \ldots 33{,}35$ m, maht $V = 100 \ldots 5000$ m³.

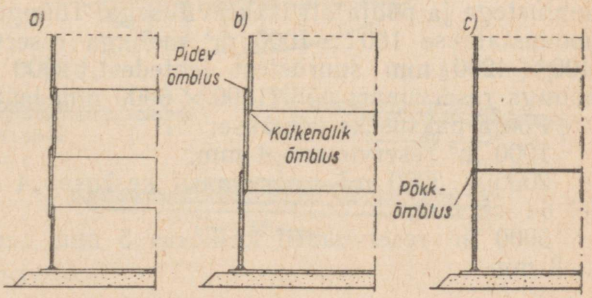
Reservuaar koosneb põhjast, kerest ja katusekattest, mis toetatakse kandesüsteemile (sarikad vms.). Reservuaari kere moodustatakse üksikutest võödest, vööd omakorda üksikutest lehtedest. Vööd võib üksteisele asetada:

1) astmeliselt (joonis 255, *a*), ülekatteühendusega;

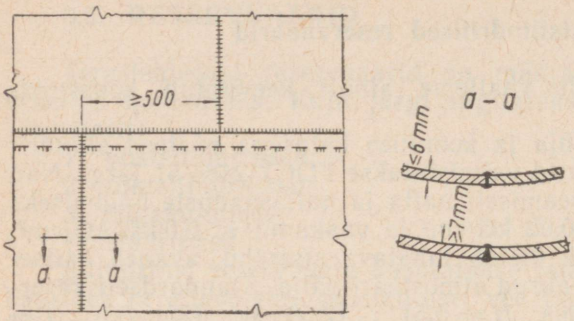
2) teleskoopiliselt (joonis 255, *b*); see on eriti kohane monteerimise seisukohalt;

3) vertikaalselt (joonis 255,*c*); see on eriti kohane, kui reservuaari kere valmistatakse tehases ja tuuakse ehitusplatsile kokkurullituna.

Reservuaari seina paksus määratakse arvutusega. Vööd on allpool paksemad, ülalpool õhemad. Minimaalseks seinapaksuseks on 4 mm. Vöölehed ühendatakse enamasti põkkõmblusega, kui aga erandjuhul kasutatakse lehti $\delta \leqslant 4$ mm, siis kasutatakse ülekatteühendust. Sel



JOON. 255



JOON. 256

juhul tehakse väline õmblus pidev, seesmine katkendlik (kui ei esine intensiivset korrosiooni).

Joonisel 256 on toodud näiteid reservuaari kere lehtede ühendamisest.

Kere ülemisse serva keevitatakse äärenurkraud.

Reservuaari kere keevitatakse põhja külge kahe pideva õmblusega.

Reservuaari põhja moodustamisel peetagu silmas, et keevitustöid oleks võimalik teha. Üldiselt on reservuaari põhi vähekoormatud element ja tema paksus määratakse konstruktiivselt. Põhi moodustatakse vöödest, vööd omakorda lehtedest, mis tuleb kokku keevitada kindla plaani kohaselt, et vältida põhja deformeerumist keevitamisel ja ühenduste purunemist jahtumisel. Kõige enam kasutatakse reservuaari põhja tegemisel joonisel 257 kujutatud moodust. Selle järgi ühendatakse lehed ülekattega ja esineb ainult sisekeevitus. Kasutatakse ka moodust, kus üksikud ribad ühendatakse seestpoolt põkkõmblustega ja põhja alt laekeevitusega. Tüüpprojekti järgi moodustatakse 100 ... 1000 m^3 mahuga reservuaari põhi 1400 × 4200 mm suurustest lehtedest, 2000 ... 5000 m^3 mahuga reservuaari põhi 1500 × 6000 mm lehtedest.

Põhja paksuseks võetakse:

1000 m^3 reservuaaril 4 mm;

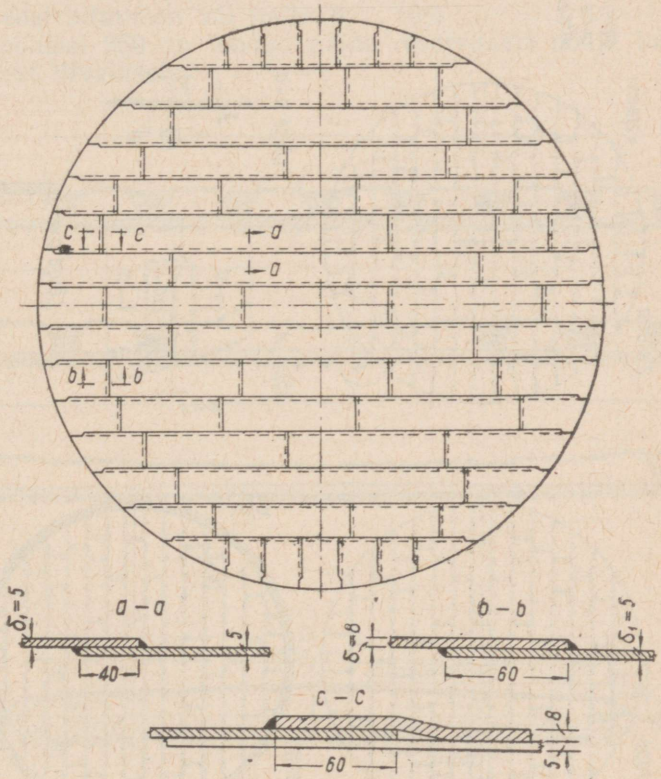
2000 ... 3000 m^3 reservuaaril keskosas 4 mm, servadel 6 ... 8 mm;

5000 m^3 reservuaaril keskosas 5 mm, servadel 6 ... ... 8 mm.

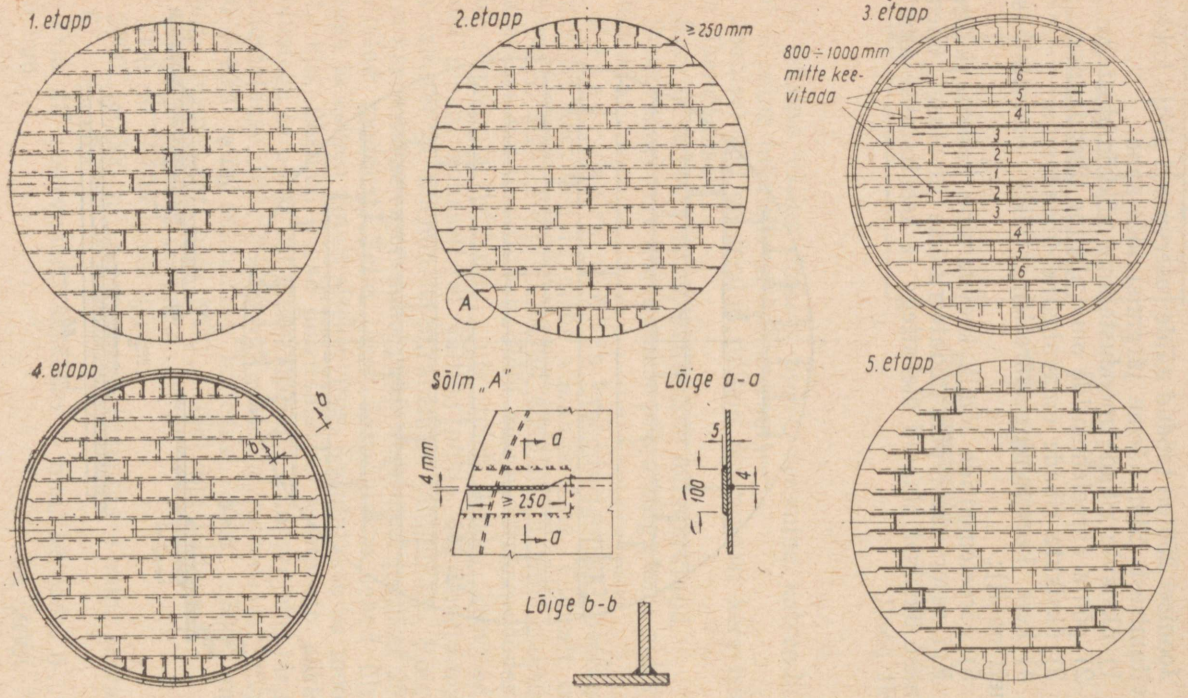
Joonisel 258 on toodud näide reservuaari põhja kokkukeevitamisest. Siin näeme järgmisi tööetappe:

1) üksikute ribade moodustamine põkkõmblustega;
2) põhja ääreelementide omavaheline ühendamine;
3) üksikute ribade omavaheline ühendamine;
4) kere keevitamine ääreelementidele (keevitatakse kahelt poolt);
5) ääreelementide lõplik keevitamine keskosa külge.

Kui reservuaari põhi monteeritakse liivalusel, ühendatakse üksikud plaadid ülekattega ja keevitatakse ainult ühelt poolt.



JOON. 257


1. etapp
2. etapp
≥250 mm
A
3. etapp
800÷1000 mm
mitte kee-
vitada
4. etapp
Sõlm „A"
4 mm
≥250
a
Lõige a-a
5
4
100
5. etapp
Lõige b-b

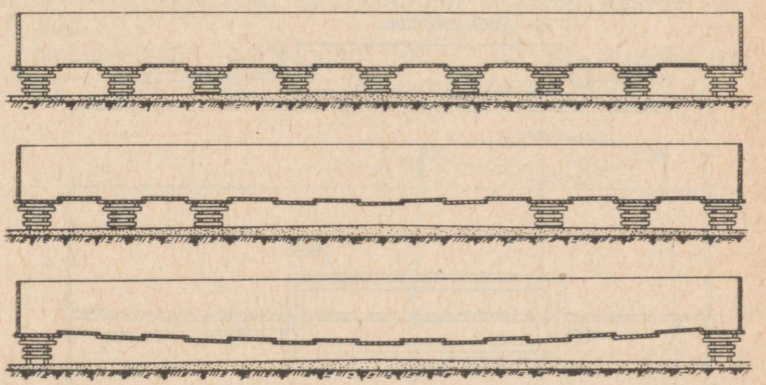
JOON. 258

Juhul kui reservuaari põhi monteeritakse stellaažil, moodustatakse esmalt üksikutest plaatidest ribad, mis keevitatakse pealtpoolt, kusjuures õmbluse põhi veel altpoolt (laeõmblusena) läbi keevitatakse. Ribad ühendatakse omavahel ülekattega ja keevitatakse pealtpoolt pideva nurkõmblusega ja altpoolt katkendliku õmblusega (joonis 259).

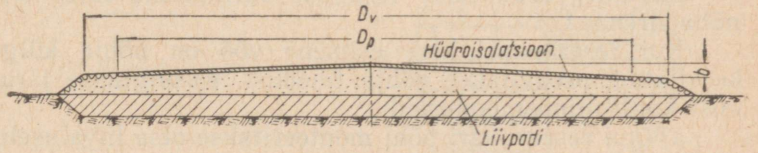
Juhul kui reservuaari põhi monteeritakse vahetult liivalusele, tuleb korrosioonitõrjeks ette näha 8 ... 10 cm paksune isolatsioonikiht, mille koostisosadeks on (mahu järgi):

0,1 ... 2 mm jämedune liiv 60 ... 80%;
alla 0,1 mm jämedune saviliiv 40 ... 20%;
vedel bituumen või nafta 8 ... 10%.

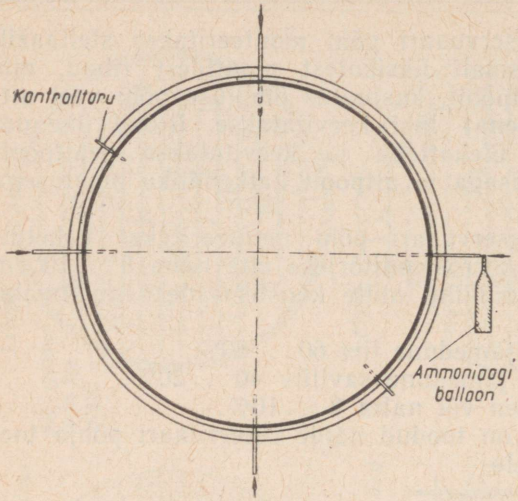
Joonisel 260 on toodud näide reservuaari põhja toetamisest liivalusele.



JOON. 259

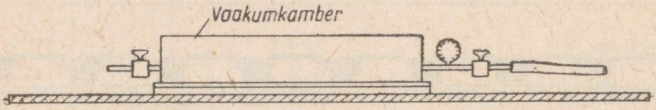


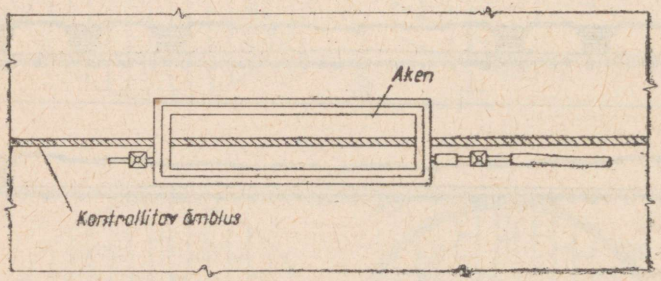
JOON. 260



JOON. 261

JOON. 262





Liivaluse ebaühtlase vajumise vältimiseks tuleb ette näha drenaaž.

Kui reservuaari kere esimene vöö on põhja külge keevitatud, proovitakse põhja tihedust. Kasutatakse järgmisi kontrollimismooduseid:

a) kui reservuaari põhi monteeritakse otse liivalusele, siis keemilist või vaakumimeetodit;

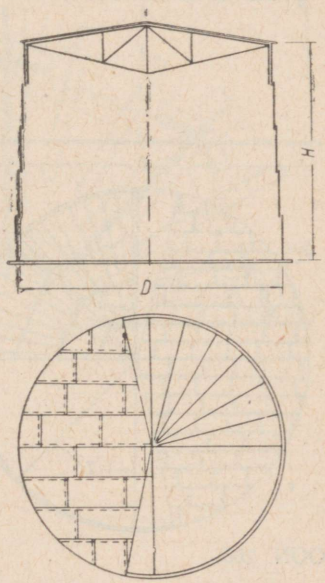
b) kui reservuaari põhi monteeritakse stellaažil, siis petrooliga proovimist.

Joonisel 261 on toodud põhja tiheduse keemilise proovimise skeem. Nagu jooniselt näha, tihendatakse põhja serv ja seejärel surutakse põhja alla ammoniaagiaurud. Enne seda puhastatakse põhi seest terasharja, veejoa või kuuma veega ja võõbatakse spetsiaalse kihiga. Juhul kui põhi ei pea, muutub võõba värvus.

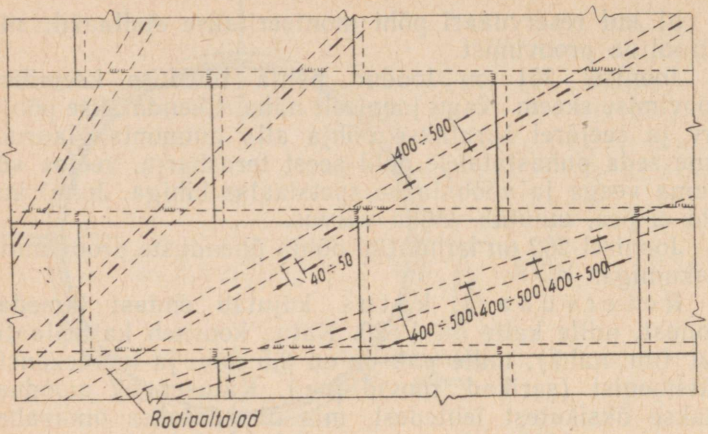
Joonisel 262 on kujutatud põhja ühenduste proovimine vaakumiga.

Reservuaari katus kujutab endast lamedat koonust, mille kalle on 1 : 20. Katus koosneb katteplaatidest (nn. nahk), mille paksus on 2,5 mm, ja kandekonstruktsioonist (sarikad, roovid jne.). Katusenahk moodustatakse üksikutest lehtedest, mis ühendatakse omavahel ülekattega. 1000 m^3 reservuaaride puhul kasutatakse 1000 × 2500 mm suurusi lehti, 5000 m^3 reservuaaride puhul — 1250 × 2500 mm suurusi. Lehtede paksus on 2,5 mm.

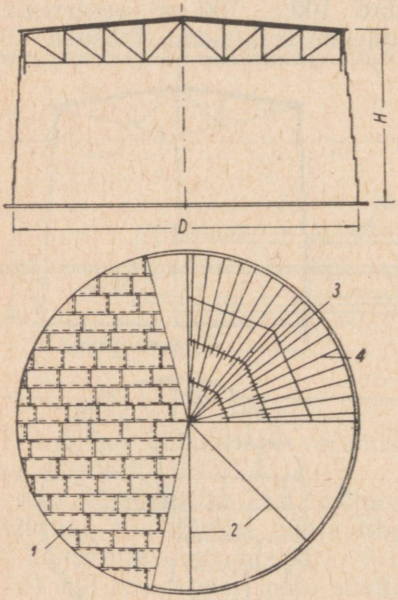
Joonisel 263 on toodud 100 ... 700 m^3 reservuaari katuse skeem. Katuse kandekonstruktsioon koosneb siin



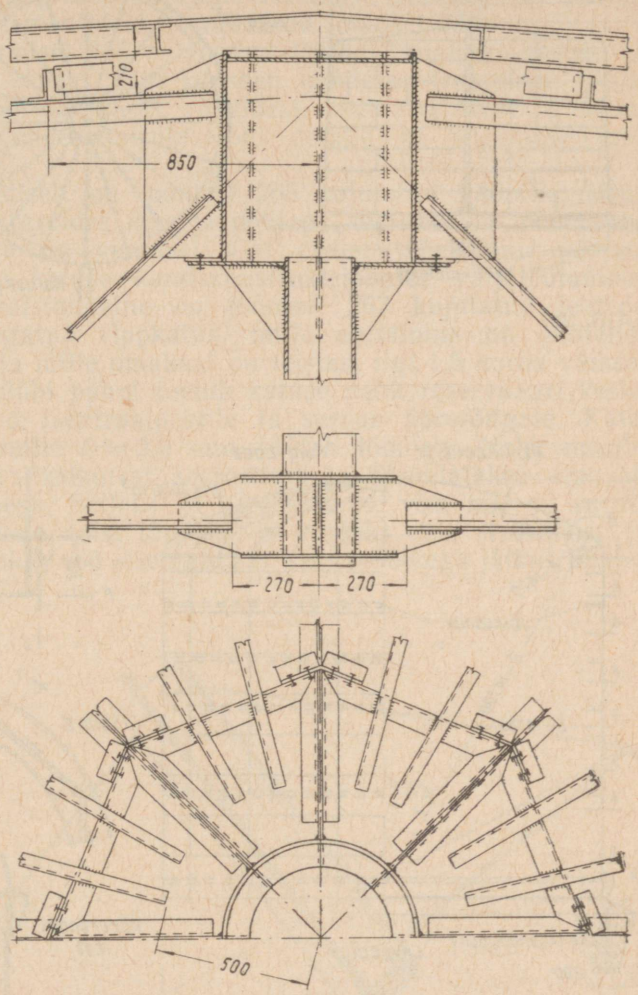
JOON. 263



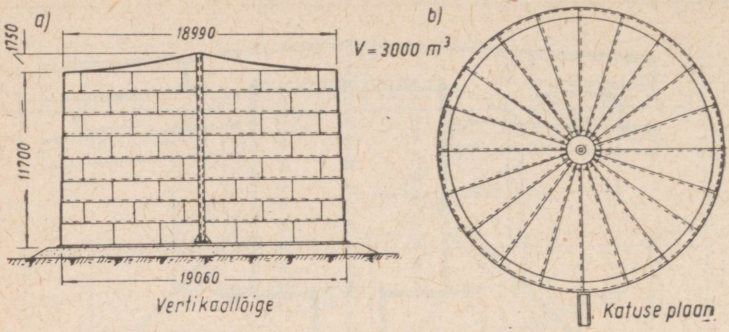
JOON. 264



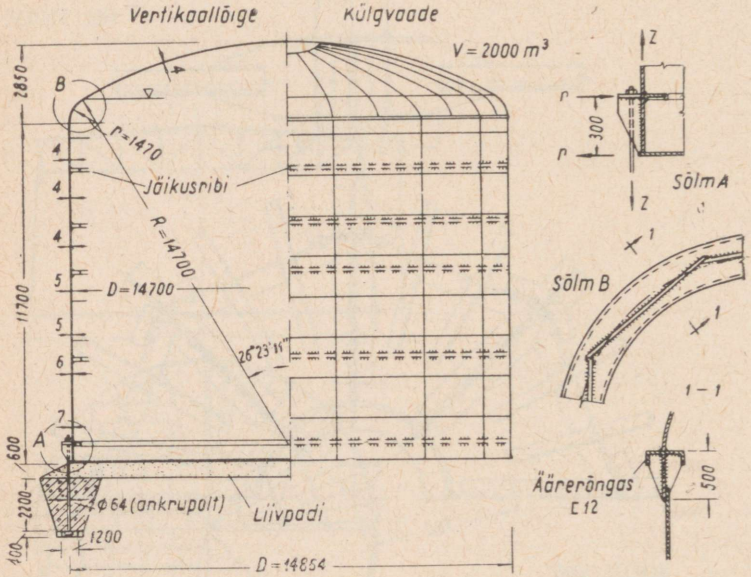
JOON. 265



JOON. 266



JOON. 267

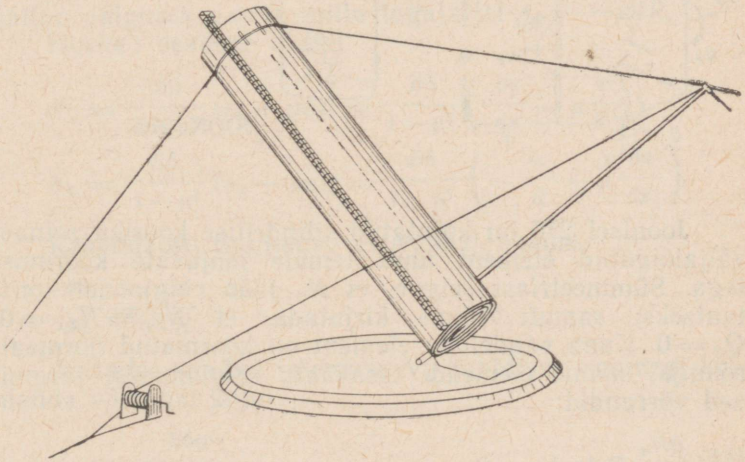


JOON. 268

poolsprenglitest ja radiaaltaladest. Katusenaha kinnitus kandeelementidele on näidatud joonisel 264.

Joonisel 265 on toodud 1000 m³ mahuga reservuaari katuse skeem. Siin koosneb kandekonstruktsioon üksikutest poolsõrestikest, roovidest, radiaaltaladest ja sidemetest. Kandekonstruktsiooni detaile on kujutatud joonisel 266.

Üldiselt on joonisel 265 kujutatud katusekonstruktsioon võrreldes kere ja põhjaga keerukas ja töömahukas. Seetõttu on viimasel ajal erilist tähelepanu pööratud uudsete katuse kandekonstruktsioonide väljatöötamisele. Eriti ratsionaalne on joonisel 267 kujutatud lehtedest moodustatud rippkatus, mille ehitamine on suhteliselt lihtne ja mille omakaal on teistest ligi 1,5 korda väiksem. Selle tüübi puhul toetub katuse nahk reservuaari keskele asetatud tsentraalpostile ja servas äärerõngale. Katuse nahk, mille $\delta = 2{,}5$ mm, töötab tõmbele. Nahk moodustatakse üksikutest sektoritest ja ühendatakse omavahel ülekattega. Selleks et kere ülemine vöö, mis on surutud rippkatuse naha tõmbest, ei kaotaks oma stabiilsust, jäigastatakse vöö sisemine äär kastristlõikega jäikusrõngaga.



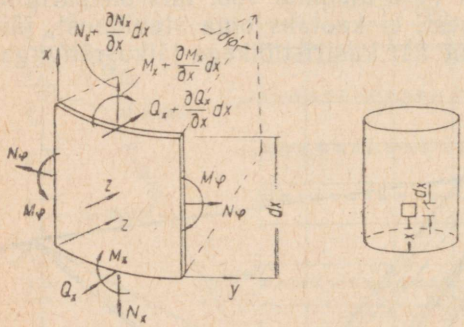
JOON. 269

Joonisel 268 on kujutatud 2000 m³ mahutav silindriline reservuaar, kus taas puudub katusekarkass. Katus moodustatakse silindrilistest sektoritest, mis kinnitatakse ülemise vöö äärele asetatud jäikusrõnga külge. Nimetatud reservuaar on arvestatud rõhule 2000 mm veesammast.

Eriti industriaalne on nn. rullitav reservuaar, mis koosneb tehases valmistatud ja kokkurullitud kerest, katusest ja põhjast. Need reservuaarid on arvestatud siserõhule 0,02 kG/cm². Joonis 269 kujutab rullitava reservuaari kere paigaldamist põhjale.

3.3.2. Reservuaari arvutus

Reservuaari kere arvutatakse vedeliku ja gaasi rõhule, mille maksimaalne väärtus antakse projekteerijale ette. Tuletame siinkohal võrrandid reservuaari kere arvutamiseks, arvestades reaalseid ääretingimusi.



JOON. 270

Joonisel 270 on kujutatud silindrilise kooriku seinast väljalõigatud element ühes temale mõjuvate koormustega. Sümmeetriast selgub, et N_φ jääb ringjoonel konstantseks; samuti võime kirjutada, et $N_{x\varphi} = N_{\varphi x} = 0$; $Q_\varphi = 0$. Kuna vaadeldav element on koormatud normaalrõhuga, saame elemendi tasakaalu tingimustest järgmised võrrandid:

$$\frac{\partial N_x}{\partial x} R\, dx\, d\varphi = 0$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} R\,dx\,d\varphi + ZR\,d\varphi\,dx + N_\varphi\,d\varphi\,dx = 0 \tag{3.1}$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} R\,dx\,d\varphi - Q_x R\,d\varphi\,dx = 0$$

Esimese võrrandi kohaselt on N_x konstantne. Edaspidistes arvutustes loeme $N_x = 0$. Kirjutame nüüd ülejäänud kaks tasakaaluvõrrandit kujul

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{N_\varphi}{R} = -Z \tag{3.2}$$

$$\frac{\partial M_x}{\partial x} - Q_x = 0 \tag{3.3}$$

Oleme saanud kaks võrrandit, milles on kolm tundmatut — Q_x, M_x ja N_φ.

Täiendava võrrandi Q_x, M_x ja N_φ määramiseks tuletame kooriku keskpinna punktide paigutiste u, v, w vaatlusest. Elastsusteooria põhjal on

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \qquad \varepsilon_\varphi = \frac{\partial v}{R\partial\varphi} - \frac{w}{R}$$

Sümmeetria tõttu on silindri keskpinna puutuja suunaline paigutus $v = 0$, mille tagajärjel $\varepsilon_\varphi = -w/R$.

Hooke'i seaduse alusel

$$N_x = \frac{E\delta}{1-\mu^2}(\varepsilon_x + \mu\varepsilon_\varphi) = \frac{E\delta}{1-\mu^2}\left(\frac{\partial u}{\partial x} - \mu\frac{w}{R}\right)$$

$$N_\varphi = \frac{E\delta}{1-\mu^2}(\varepsilon_\varphi + \mu\varepsilon_x) = \frac{E\delta}{1-\mu^2}\left(-\frac{w}{R} + \mu\frac{\partial u}{\partial x}\right)$$

Rakendades tingimust, et $N_x = 0$, saame

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \mu\frac{w}{R}$$

Asetades saadud tulemuse N_φ avaldisse, saamegi kolmanda võrrandi kujul

$$N_\varphi = -\frac{E\delta w}{R} \tag{3.4}$$

Asetades esimesse tasakaaluvõrrandisse suurused

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} = \frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} = -D\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}; \quad N_\varphi = -\frac{E\delta w}{R}$$

saame

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{E\delta w}{R^2 D} = \frac{Z}{D} \tag{3.5}$$

Tähistades

$$\beta^4 = \frac{E\delta}{4R^2 D} = \frac{3(1-\mu^2)}{R^2\delta^2} \tag{3.6}$$

saame kooriku diferentsiaalvõrrandi lõplikul kujul

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 4\beta^4 w = \frac{Z}{D} \tag{3.7}$$

Võrrand (3.7) kujutab endast 4. järku diferentsiaalvõrrandit silindrilise kooriku seina arvutamiseks. Selle võrrandi lahend koosneb üldjuhul erilahendist w_0 ja täiendusfunktsioonist w_1, et arvesse võtta rajatingimusi põhja ja kere ühenduskohal ja ülemise vöö äärel.

Vaatleme juhtu, kus reservuaar on koormatud vedeliku rõhuga

$$z = -\gamma(H - x)$$

kus γ — vedeliku erikaal. Sel juhul on diferentsiaalvõrrandi kujuks

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 4\beta^4 w = -\frac{\gamma(H-x)}{D}$$

Leiame esmalt erilahendi. Olgu w_0 väärtuseks

$$w_0 = A(H - x)$$

kus A — esialgu tundmatu kordaja. Asetades valitud w_0 diferentsiaalvõrrandisse, leiame vasaku ja parema poole võrdsustamisest kordaja

$$A = -\frac{\gamma}{4D\beta^4}$$

ja erilahendi lõplikul kujul

$$w_0 = -\frac{\gamma}{4\beta^4 D}(H - x) \tag{3.8}$$

Asetades leitud erilahendi w_0 N_φ avaldisse, saame

$$N_\varphi = \gamma(H - x)R$$

Saadud tulemus on tuttav juba tugevusõpetusest ja vastab juhule, kus silindriline koorik siserõhu toimel võib vabalt laieneda, ilma et kooriku otsad seda takistaksid. Kuna erilahend ei rahulda aga meie rajatingimusi — reservuaari põhi takistab kere alumise ääre radiaalsuunalist nihkumist, siis võtame appi täiendusfunktsiooni, mis peab rahuldama võrrandi vasakut poolt, s. o.

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 4\beta^4 w = 0 \tag{3.9}$$

Olgu selle võrrandi lahendiks

$$w_1 = Ce^{\lambda x}$$

Asetades valitud w_1 võrrandisse (3.9), saame selle homogeense diferentsiaalvõrrandi karakteerse võrrandi

$$\lambda^4 + 4\beta^4 = 0$$

mille juured

$$\lambda_{13} = +\beta\sqrt{2i} = \beta(1 + i)$$

$$\lambda_{24} = -\beta\sqrt{2i} = -\beta(1 + i)$$

Tuntud seose kohaselt on

$$e^{i\beta x} = \cos\beta x + i\sin\beta x; \qquad e^{-i\beta x} = \cos\beta x - i\sin\beta x$$

Asetades nüüd täiendusfunktsiooni avaldisse λ väärtused ja arvestades ka erilahendit, saame diferentsiaalvõrrandi üldlahendi kujul

$$w = e^{\beta x}(C_1\cos\beta x + C_2\sin\beta x) + e^{-\beta x}(C_3\cos\beta x + C_4\sin\beta x) - \frac{\gamma(H - x)R^2}{E\delta} \tag{3.10}$$

Kordajad C_1, C_2, C_3 ja C_4 määrame ääretingimustest:

$$x = H; \quad M_x = 0; \quad Q_x = 0$$

$$x = 0; \quad \left.\frac{\partial w}{\partial x}\right|_{kere} = \left.\frac{\partial w}{\partial x}\right|_{põhi}; \quad w_{kere} = w_{põhi}$$

Praktilistes arvutustes võime sageli lugeda reservuaari kere lõpmata pikaks. Sel juhul on kordajad

$$C_1 = C_2 = 0$$

Ülejäänud kordajad C_3 ja C_4 määrame, nagu varem märgitud, ääretingimustest. Vaatleme näiteks juhtu, kus kere kinnitatakse paindekindlalt jäiga põhja külge. Sel juhul saame järgmised võrrandid:

$$x = 0; \quad w_{x=0} = C_3 - \frac{\gamma H R^2}{E\delta} = 0$$

$$x = 0; \quad \left(\frac{\partial w}{\partial x}\right)_{x=0} = \beta(C_4 - C_3) + \frac{\gamma R^2}{E\delta} = 0$$

mille lahendamisest leiame otsitavad kordajad

$$C_3 = \frac{\gamma R^2 H}{E\delta}; \quad C_4 = \frac{\gamma R^2}{E\delta}\left(H - \frac{1}{\beta}\right)$$

Asetades leitud kordajad läbipaindefunktsiooni avaldisse, saame

$$w = -\frac{\gamma R^2}{E\delta}\left\{H - x - e^{-\beta x}\left[H\cos\beta x + \right.\right.$$

$$\left.\left. + \left(H - \frac{1}{\beta}\right)\sin\beta x\right]\right\} = -\frac{\gamma R^2 H}{E\delta}\left[1 - \frac{x}{H} - \theta(\beta x) - \right.$$

$$\left. - \left(1 - \frac{1}{\beta H}\right)\varsigma(\beta x)\right] \qquad (3.11)$$

kus $\theta(\beta x)$ ja $\varsigma(\beta x)$ leiame tabelist 3.1 olenevalt βx väärtusest.

Samuti leiame

$$N_\varphi = -\frac{E\delta w}{R} = \gamma R H\left[1 - \frac{x}{H} - \theta(\beta x) - \right.$$

$$\left. - \left(1 - \frac{1}{\beta H}\right)\varsigma(\beta x)\right] \qquad (3.12)$$

$$M_x = -D\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = \frac{\gamma R H \delta}{\sqrt{12(1-\mu^2)}}\left[-\varsigma(\beta x) + \right.$$

$$\left. + \left(1 - \frac{1}{\beta H}\right)\theta(\beta x)\right] \qquad (3.13)$$

Suurima paindemomendi reservuaari kere ja põhja ühenduskohal arvutame seosest

$$\max M_x = \left(1 - \frac{1}{\beta H}\right)\frac{\gamma R H \delta}{\sqrt{12(1-\mu^2)}}$$

$x=0$

Tabel 3.1

$\theta(\beta x)$ ja $\zeta(\beta x)$ väärtused

βx	φ	ψ	$\theta(\beta x)$	$\zeta(\beta x)$
0	1,0000	1,0000	1,0000	0
0,1	0,9907	0,8100	0,9003	0,0903
0,2	0,9651	0,6398	0,8024	0,1627
0,3	0,9267	0,4888	0,7077	0,2189
0,4	0,8784	0,3564	0,6174	0,2610
0,5	0,8231	0,2415	0,5323	0,2908
0,6	0,7628	0,1431	0,4530	0,3099
0,7	0,6997	0,0599	0,3798	0,3199
0,8	0,6354	—0,0093	0,3131	0,3223
0,9	0,5712	—0,0657	0,2527	0,3185
1,0	0,5083	—0,1108	0,1988	0,3096
1,1	0,4476	—0,1457	0,1510	0,2967
1,2	0,3899	—0,1716	0,1091	0,2807
1,3	0,3355	—0,1897	0,0729	0,2626
1,4	0,2849	—0,2011	0,0419	0,2430
1,5	0,2384	—0,2068	0,0158	0,2226
1,6	0,1959	—0,2077	—0,0059	0,2018
1,7	0,1576	—0,2047	—0,0235	0,1812
1,8	0,1234	—0,1985	—0,0376	0,1610
1,9	0,0932	—0,1899	—0,0484	0,1415
2,0	0,0667	—0,1794	—0,0563	0,1230
2,1	0,0439	—0,1675	—0,0618	0,1057
2,2	0,0244	—0,1548	—0,0652	0,0895
2,3	0,0080	—0,1416	—0,0668	0,0748
2,4	—0,0056	—0,1282	—0,0669	0,0613
2,5	—0,0166	—0,1149	—0,0658	0,0492
2,6	—0,0254	—0,1019	—0,0636	0,0383
2,7	—0,0320	—0,0895	—0,0608	0,0287
2,8	—0,0369	—0,0777	—0,0573	0,0204

Tabel 3.1 (järg)

βx	φ	ψ	$\theta(\beta x)$	$\zeta(\beta x)$
2,9	—0,0403	—0,0666	—0,0534	0,0132
3,0	—0,0423	—0,0563	—0,0493	0,0071
3,1	—0,0431	—0,0469	—0,0450	0,0019
3,2	—0,0431	—0,0383	—0,0407	—0,0024
3,3	—0,0422	—0,0306	—0,0364	—0,0058
3,4	—0,0408	—0,0237	—0,0323	—0,0085
3,5	—0,0389	—0,0177	—0,0283	—0,0106
3,6	—0,0366	—0,0124	—0,0245	—0,0121
3,7	—0,0341	—0,0079	—0,0210	—0,0131
3,8	—0,0314	—0,0040	—0,0177	—0,0137
3,9	—0,0286	—0,0008	—0,0147	—0,0140
4,0	—0,0258	0,0019	—0,0120	—0,0139
4,1	—0,0231	0,0040	—0,0095	—0,0136
4,2	—0,0204	0,0057	—0,0074	—0,0131
4,3	—0,0179	0,0070	—0,0054	—0,0125
4,4	—0,0155	0,0079	—0,0038	—0,0117
4,5	—0,0132	0,0085	—0,0023	—0,0108
4,6	—0,0111	0,0089	—0,0011	—0,0100
4,7	—0,0092	0,0090	0,0001	—0,0091
4,8	—0,0075	0,0089	0,0007	—0,0082
4,9	—0,0059	0,0087	0,0014	—0,0073
5,0	—0,0046	0,0084	0,0019	—0,0065
5,1	—0,0033	0,0080	0,0023	—0,0057
5,2	—0,0023	0,0075	0,0026	—0,0049
5,3	—0,0014	0,0069	0,0028	—0,0042
5,4	—0,0006	0,0064	0,0029	—0,0035
5,5	0,0000	0,0058	0,0029	—0,0029
5,6	0,0005	0,0052	0,0029	—0,0023
5,7	0,0010	0,0046	0,0028	—0,0018
5,8	0,0013	0,0041	0,0027	—0,0014
5,9	0,0015	0,0036	0,0026	—0,0010
6,0	0,0017	0,0031	0,0024	—0,0007
6,1	0,0018	0,0026	0,0022	—0,0004
6,2	0,0019	0,0022	0,0020	—0,0002
6,3	0,0019	0,0018	0,0018	—0,0001
6,4	0,0018	0,0015	0,0017	0,0003
6,5	0,0018	0,0012	0,0015	0,0004
6,6	0,0017	0,0009	0,0013	0,0005
6,7	0,0016	0,0006	0,0011	0,0006
6,8	0,0015	0,0004	0,0010	0,0006
6,9	0,0014	0,0002	0,0008	0,0006
7,0	0,0013	0,0001	0,0007	0,0006

Näide 3.1

Ühtlase seinapaksusega reservuaar, mille kere kõrgus $H = 10$ m, $R = 10$ m, on täidetud veega. Reservuaari seina paksus $\delta = 6$ mm. Esitada w, M_x ja N_φ epüürid.

Arvutame esmalt kordaja

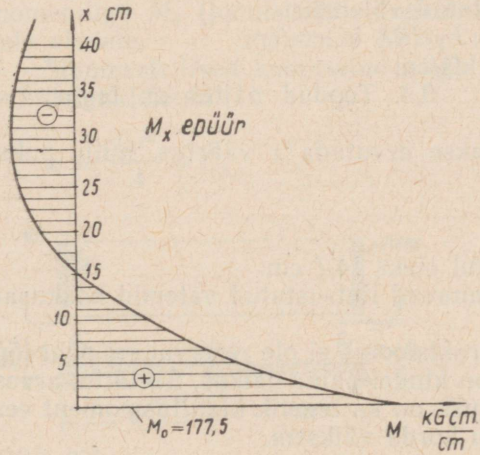
$$\beta^4 = \frac{3(1-\mu^2)}{R^2\delta^2} = 7{,}58 \cdot 10^{-6}; \quad \beta = 0{,}05253$$

Kasutades tabelit 3.1, saame iga vaadeldava seinapunkti kohta funktsioonide $\theta(\beta x)$ ja $\varphi(\beta x)$ väärtused, mis on toodud tabelis 3.2.

Tabel 3.2

βx	x cm	$\theta(\beta x)$	$\zeta(\beta x)$
0	0	1,0000	0
0,1	0,90	0,9003	0,0903
0,3	5,711	0,7077	0.2189
0,5	9,51	0,5323	0,2908
0,7	13,32	0,3798	0,3199
1,0	19,036	0,1988	0,3096
1,5	28,55	0,0158	0,2226
2	38,00	—0,0563	0,123
4	76,14	—0,0120	—0,0139

Paindemomentide M_x väärtused on toodud tabelis 3.3, M_x epüür joonisel 271.



JOON. 271

Tabel 3.3

x cm	M_x kGcm/cm	x cm	M_x kGcm/cm
0	177,5	19,04	—20,76
5,711	85,99	28,55	—37,48
9,51	41,85	38,00	—32,25
13,32	9,5	76,14	+0,385

N_φ epüüri ordinaadid on toodud tabelis 3.4.

Tabel 3.4

x cm	$\frac{x}{H}$	$1-\frac{x}{H}$	$-\theta(\beta x)$	$0{,}9807\zeta(\beta x)$	$0{,}001N_\varphi$ kG/cm
0	0	1	—1,0	0	0
5,711	0,005711	0,99426	—0,7077	0,2146	0,5011
9,51	0,00951	0,99046	—0,5323	0,285	0,743
13,32	0,01332	0,98668	—0,3798	0,3137	0,98
19,04	0,01904	0,98096	—0,1988	0,3036	1,085
28,55	0,02855	0,97145	—0,0158	0,2183	1,173
38,00	0,03800	0,96200	0,0563	0,12062	11,38
76,14	0,07614	0,9238	0,0120	—0,01363	9,22

Nagu arvutusnäitest näeme, kustub paindemoment äärmiselt kiirelt. Seda nimetatakse *äärehäireks*.

Suurima paindemomendi $\max M$ ja $\max N_\varphi$ võime arvutada ka lihtsustatud valemeist

$$\max M_x = M_0 = k\gamma HR\delta \text{ kGcm/cm}$$

$$\max N_\varphi = \gamma RH \text{ kG/cm}$$

kus tegur $k = 0{,}29 \ldots 0{,}3$. Toodud näites on tegur $k = 0{,}2958$.

Sageli soovitatakse arvutada x väärtus, mille puhul $M_x = 0$, valemist

$$x = 0{,}6\sqrt{R\delta}$$

mis antud näite puhul oleks 14,7 cm.

Nagu näeme, annavad lihtsustatud valemid kokkusattuvaid tulemusi.

Tegelikus konstruktsioonis ei ole reservuaari põhi lõpmata jäik, vaid tal on kindel paindejäikus. Seetõttu, arvestades elastset kinnitust, on ka tegelik kinnitusmoment eespool arvutatust mitu korda väiksem.

Nii soovitatakse arvutustes võtta

$$\max M_x \approx 0{,}1\gamma HR\delta \text{ kgcm/cm}$$

Põhja paindejäikuse mõju selgitamiseks vaatleme lihtsustatud juhtu, kus reservuaari kere ühendatakse põhjaga paindejäigalt ja deformeerub koos viimasega. Sel juhul leitakse võrrandi (3.10) kordajad ääretingimustest

$$x = 0; \quad w_{kere} = w_{põhi} = 0$$

$$x = 0; \quad \varphi_{kere} = \varphi_{põhi}$$

Nii saame silindrilise kooriku keskpinna läbipaindefunktsiooni avaldisest

$$x = 0; \quad w = 0; \quad \frac{C_3}{H} = \frac{\gamma R^2}{E\delta}$$

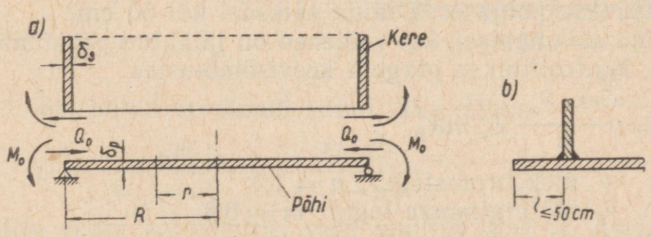
$$x = 0; \quad M_x = M_0; \quad \frac{C_4}{H} = \frac{M_0}{2D\beta^2 H}$$

$$x = 0; \quad \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{M_0}{2D\beta} - q^*\left(1 - \frac{1}{H\beta}\right)H\beta$$

Reservuaari põhja arvutamisel oletame, et põhi toetub vabalt jäigale kontuurile ja on koormatud seal paindemomendiga M_0 (joonis 272). Tegelikult toetub põhi elastsele alusele.

Sümmeetriliselt koormatud ringplaadi keskpinna läbipaindefunktsiooni

$$w = \frac{C_1 r^2}{4} + C_3$$



JOON. 272

tundmatud kordajad määrame järgmistest ääretingimustest:

1) kui $r = R$, siis $w = 0$;
2) kui $r = R$, siis $M = M_0$;
3) kui $r = R$, siis $\frac{\partial w}{\partial r} = -\varphi_{kere}$

Rakendades eeltoodut, saame:

$$\frac{C_1}{H} = \frac{2M_0}{DH(1+\mu)}$$

$$\left(\frac{\partial w}{\partial r}\right)_{r=R} = \frac{RM_0}{D(1+\mu)}$$

Otsitava kinnitusmomendi M_0 väärtuse arvutame kere ja põhja kontakti tingimusest

$$\varphi_{kere} = -\varphi_{põhi}$$

Nii saame kinnitusmomendi

$$M_0 = \left(1 - \frac{1}{\beta H}\right) \frac{\gamma HR\delta_s}{\sqrt{12(1-\mu^2)}} \frac{1+\mu}{\left(1+\mu+\frac{2\beta R\delta_s^3}{\delta_p^3}\right)} = kM_0' \tag{3.14}$$

kus tegur k võtab arvesse põhja ja kere elastset kinnitust.

Näiteks ($\beta R = 52{,}53$):

kui $\delta_s = \delta_p = 0{,}6$ cm, siis $k = 0{,}012$;

kui $\delta_s = 0{,}6$ cm ja $\delta_p = 2$ cm, siis $k = 0{,}31$.

Tegelikus konstruktsioonis ulatub põhi 30 ... 50 cm väljapoole keret, mis kahtlemata veelgi suurendab põhja serva paindejäikust.

Selleks et äärehäirest tekkiv moment M_0 ei oleks liialt suur, võetakse põhjaserva laius väiksem kui 50 cm.

Seina arvutamisel, kui vöölehed on jätkatud põkkõmblustega, kontrollitakse pingeid keevisõmblustes

$$\sigma_k = \frac{n \max N_\varphi}{\delta} \leqslant mR_p^{cв}$$

kus n — ülekoormustegur; $n = 1{,}1$;

m — töötingimuste tegur; $m = 0{,}8$;

$R_p^{cв}$ — keevisõmbluse arvutuslik tõmbetugevus.

Reservuaari proovimisel veega kontrollitakse pingeid tema üksikutes vöödes; seejuures arvestatakse, et kontrollitav lõige asub 300 mm ülalpool vöö alumist äärt.

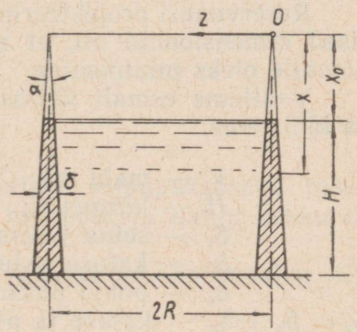
Äärehäirest tekkiva momendi tagajärjel saab eriti tugevalt koormatud kere ja seina ühendusõmblus. Pinged keevisõmbluses

$$\sigma_k = \frac{\max M_0}{W_k} \leqslant mR_y^{cв}$$

kus W_k — keevisõmbluse vastupanumoment,
$R_y^{cв}$ — õmbluse lõiketugevus.

Nagu reservuaari kere arvutusest selgub, määratakse tema üksikute lehtede dimensioonid tõmbejõu N_φ järgi. Minimaalseks lehe paksuseks on 4 mm. Juhul kui reservuaar on kõrge, on materjali kokkuhoiu seisukohalt otstarbekohane kujundada tema vööd eripaksustest lehtedest. Sel juhul tehakse reservuaari kere arvutamisel lihtsustatud oletus, et tema paksus δ muutub (vt. joonis 273) lineaarse seaduse järgi:

$$\delta = \alpha x$$



JOON. 273

Sel puhul on plaadi silindriline jäikus

$$D = \frac{E\delta^3}{12(1-\mu^2)} = \frac{E\alpha^3 x^3}{12(1-\mu^2)} \qquad (3.15)$$

mitte enam konstantne, vaid muutuv suurus. Asetades δ ja D väärtused silindrilise kooriku diferentsiaalvõrran-

disse, saame muutuvate kordajatega 4. järgu diferentsiaalvõrrandi kujul

$$\frac{d^2}{dx^2}\left(x^3\frac{d^2w}{dx^2}\right)+\frac{12(1-\mu^2)xw}{a^2R^2}=$$
$$=-\frac{12(1-\mu^2)\mu(x-x_0)}{Ea^3} \qquad (3.16)$$

mille üldlahend koosneb erilahendist ja lisafunktsioonist.

Võrrandi erilahend (vastab juhule, kus koorik võib vabalt laieneda)

$$w_0=-\frac{\gamma R^2(x-x_0)}{Eax}$$

Lisafunktsiooni tuletamine on küllaltki keerukas ja ei mahu käesolevasse raamatusse. Muutuva paksusega reservuaaride arvutamisel võib kasutada [39] lk. 398 ... ... 399 toodud avaldisi ja tabeleid.

3.3.3. Reservuaari optimaalsed dimensioonid

Reservuaari projekteerimisel tuleb määrata tema põhilised dimensioonid nii, et materjalikulu kogu konstruktsioonile oleks minimaalne.

Vaatleme esmalt ühtlase seinapaksusega reservuaari ja tähistame:

V — maht m³;
H — kõrgus m;
δ_1 — seina paksus cm;
δ_k — katuse redutseeritud paksus cm;
δ_p — põhja paksus cm;
$\delta_2=\delta_k+\delta_p$ — katuse ja põhja redutseeritud paksus.

Kogu reservuaarile kuluva materjalikoguse arvutame seosest

$$A=\pi DH\delta_1+\frac{\pi D^2}{4}\delta_2$$

Avaldame reservuaari läbimõõdu D kõrguse H ja mahu V kaudu:

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi H}}$$

Asetades D väärtuse eelmisse avaldisse, saame:

$$A = 2\delta_1 \sqrt{\pi V H} + \frac{V\delta_2}{H}$$

Võttes A tuletise H suhtes ja võrrutades tulemuse nulliga, saame:

$$\frac{dA}{dH} = \delta_1 \sqrt{\frac{\pi V}{H}} - \frac{V\delta_2}{H^2} = 0$$

kust leiame

$$\frac{V\delta_2}{H} = \delta_1 \sqrt{\pi V H}$$

Nii leiame reservuaari optimaalse kõrguse

$$H_{opt} = \sqrt[3]{\frac{V}{\pi}\left(\frac{\delta_2}{\delta_1}\right)^2} \tag{3.17}$$

ja optimaalse läbimõõdu

$$D_{opt} = 2\sqrt[3]{\frac{V}{\pi}\frac{\delta_1}{\delta_2}} \tag{3.18}$$

Eeltoodust selgub, et ühtlase seinapaksusega reservuaari kaal on minimaalne, kui põhi ja katus kokku on kerest kaks korda kergem.

Muutuva seinapaksusega reservuaari optimaalne kõrgus

$$H_{opt} = \sqrt{\frac{|\sigma|(\delta_p + \delta_k)}{\gamma}} \tag{3.19}$$

kus $|\sigma|$ — keevisõmbluse lubatud tõmbepinge,

γ — vedeliku erikaal.

Arvutamisel piirolukorra järgi on reservuaari optimaalne kõrgus

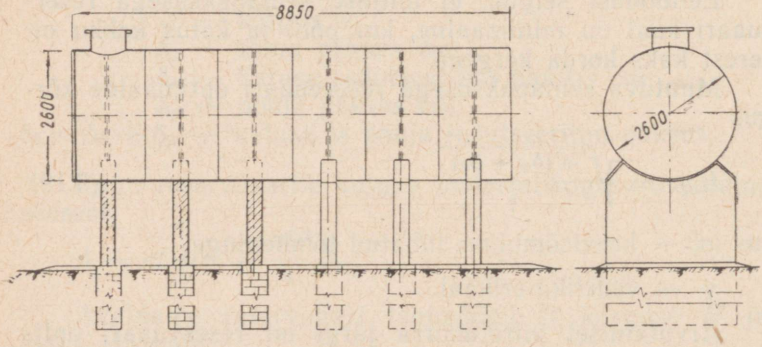
$$H_{opt} = \sqrt{\frac{mR_p^{cB}(\delta_p + \delta_k)}{n\gamma}} \qquad (3.19')$$

kus $m = 0{,}8$ — töötingimustegur;
$n = 1{,}1$ — ülekoormustegur.

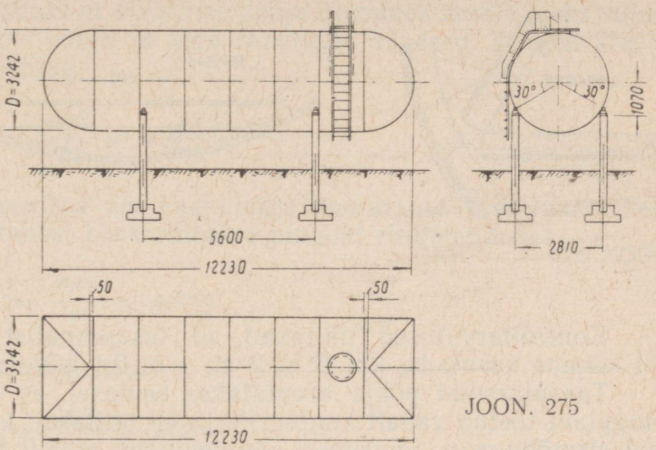
Üldiselt kulub tüüpsetele püstsilindrilistele reservuaaridele 1 m³ mahu kohta 18 ... 47 kg terast; mida suurem reservuaar, seda vähem.

3.3.4. Rõhtsilindrilised reservuaarid

Rõhtsaid silindrilisi reservuaare tehakse mahutavusega 3 ... 150 m³ ja kasutatakse vedelike ja gaaside hoidmiseks. Joonisel 274 on kujutatud 50 m³ mahutav rõhtne, tasapinnaliste põhjadega silindriline reservuaar. Reservuaar toetub kuuele vundamendile, kusjuures toetuskohtadel on reservuaari sisse asetatud tugevdusdiafragma. Joonisel 275 on kujutatud 100 m³ mahutav rõhtne silindriline reservuaar silindriliste põhjadega. Reservuaari läbimõõdu määramisel tuleb silmas pidada raudteegabariiti, s. o. $D \leqslant 3{,}25$ m. Eriloaga lubatakse läbimõõtu suurendada 3,6 ... 3,8 meetrini. Reservuaari pikkus võib küündida 2 ... 18 meetrini.



JOON. 274



JOON. 275

Rõhtsa silindrilise reservuaari kere koosneb reast vöödest, mis ühendatakse põkkõmblustega. Vöö võib olla moodustatud olenevalt reservuaari läbimõõdust kas ühest või mitmest lehest. Põhiliselt valmistatakse rõhtsad reservuaarid tehases, kasutades seejuures peamiselt automaatkeevitust räbusti all. Kui reservuaari seina paksus $\delta <$ < 5 mm, ühendatakse lehed ülekattega; paksemate lehtede puhul kasutatakse põkkühendust.

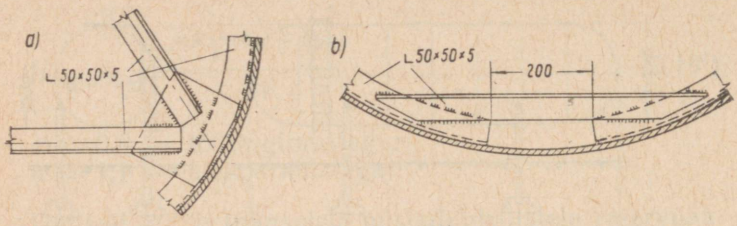
Kere kujundamisel tuleb silmas pidada, et kere üksikute lehtede rõhtõmblused oleksid üksteisest nihutatud vähemalt 500 mm võrra.

Reservuaari kere jäigastamiseks kasutatakse diafragmat, mis koosneb rõngast ja selle külge kinnitatud kolmnurgast (joonis 276). Seejuures on rõngal põhjas väljalõige, et reservuaari saaks täiesti tühjaks lasta. Reservuaari kere peale tehakse luuk ø 500 ... 700 mm sisemise ülevaatuse, remondi jne. tarbeks.

Rõhtsa silindrilise reservuaari põhi tehakse kas tasapinnaline, silindriline, kooniline või sfääriline.

Põhja kuju oleneb:

1) reservuaari siserõhust,
2) reservuaari läbimõõdust,
3) tehnoloogilistest tingimustest,
4) reservuaari hinnast.



JOON. 276

Kontrollarvutused näitavad, et tasapinnalist põhja on kohane kasutada, kui $D \leqslant 2$ m; $p \leqslant 0{,}4$ kG/cm^2.

Tasapinnalist põhja arvutatakse eeldusel, et see kui ringplaat toetub vabalt kontuurile ja on ühtlaselt koormatud siserõhuga p. Suurimad paindepinged plaadi tsentris

$$\max \sigma = \frac{3}{8} \frac{npR^2}{\delta^2} (3 + \mu) \leqslant mR$$

kus δ — plaadi paksus,
R — raadius,
$\mu = 0{,}3$ — *Poissoni* tegur.

Plaadi tsentri läbipaine arvutatakse seosest

$$\max w = \frac{pR^4(5 + \mu)}{64D(1 + \mu)} \leqslant [f]$$

Juhul kui põhja läbipaine on liialt suur (suur R, väike δ), raskendab see reservuaari normaalset ekspluateerimist. Sel juhul, kui $D \geqslant 2 \ldots 3{,}8$ m ja $p \geqslant 0{,}4$ kG/cm^2, on kohane moodustada põhi kas silindrist, sfääriosast või koonusest.

Analüüs näitab, et nii sfääriosa kui ka poolsfääri kasutamine suurendab tunduvalt reservuaari hinda. Üldiselt valmistatakse niisugused põhjad kuumtöötlemisega.

Mõnikord moodustatakse sfääriosa-sarnane põhi üksikutest silinderpinna osadest.

Projekteerimispraktikas on saanud tavaks valida:

— kooniline põhi, kui $V \leqslant 75$ m^3; $p \leqslant 0{,}5$ kG/cm^2;

— silindriline põhi, kui $V = 75 \ldots 150$ m^3, $p \leqslant 0{,}7$ kG/cm^2,

— sfääriline põhi, kui $p \geqslant 2$ kG/cm^2.

Selleks et sfäärilise põhja üleminek kerele oleks sujuv, võetakse põhja ja kere raadiused võrdsed. Pinged sfäärilises põhjas

$$\sigma = \frac{npR}{2\delta} \leqslant mR_{\text{p}}^{\text{cв}}$$

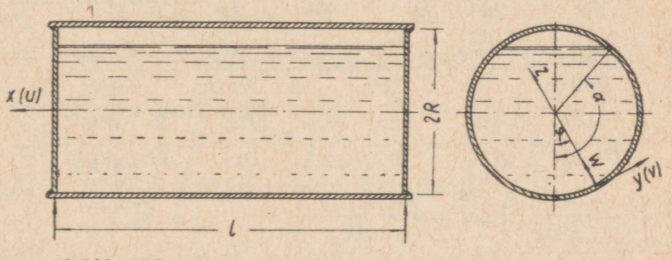
Siserõhu või vaakumiga koormatud reservuaari kere arvutamisel kontrollitakse pingeid ringõmblustes

$$\sigma_1 = \frac{npR}{2\delta} \leqslant mR_{\text{p}}^{\text{cв}}$$

ja rõhtõmblustes

$$\sigma_2 = \frac{npr}{\delta} \leqslant mR_{\text{p}}^{\text{cв}}$$

Peale selle tuleb kere arvutada ka vedeliku rõhule, mille toimel on kere ringristlõige ebasümmeetriliselt koormatud.



JOON. 277

Selle juhu arvutamisel vaatleme kere kui ringikujulise ristlõikega kahele toele vabalt toetuvat tala. Joonisel 277 on toodud kere arvutusskeem ja koormused.

Lahendame toodud ülesande paigutistes.

Seinale mõjuva rõhu q intensiivsuse arvutame seostest

$$\left.\begin{aligned} q &= -\gamma R(\cos\varphi - \cos\alpha), \quad \text{kui} \quad \varphi \leqslant \alpha \\ q &= 0, \qquad\qquad\qquad\quad \text{kui} \quad \varphi > \alpha \end{aligned}\right\}$$

Arendame koormuse q *Fourier'* ritta:

$$q = \sum_{m=n=1}^{\infty}\sum q_{mn} \sin\frac{m\pi x}{l} \cos n\varphi$$

kus parameetrid q_{mn} arvutatakse valemiga

$$q_{mn} = -\frac{8\gamma R}{mn\pi^2(n^2-1)} (\cos\alpha \sin n\alpha - n \cos n\alpha \sin\alpha)$$

Juhul kui silinder on ääreni vedelikuga täidetud, on rõhk

$$q = -\gamma(d + R\cos\varphi)$$

kus γd — rõhk reservuaari teljel.

Sel juhul on *Fourier'* rea kordajad

$$q_{mn} = 0; \quad q_{m0} = -\frac{-4\gamma d}{m\pi}; \quad q_{m1} = -\frac{4\gamma R}{m\pi}$$

Kooriku keskpinna punktide paigutised u, v, w arvutame kooriku kolmest tasakaaluvõrrandist:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial^2 x} + \frac{1-\mu}{2R^2}\frac{\partial^2 u}{\partial\varphi^2} + \frac{1+\mu}{2R}\frac{\partial x\,\partial\varphi}{\partial x\,\partial\varphi} = \frac{R}{R}\frac{\partial x}{\partial x} \tag{3.20}$$

$$\frac{\partial^2 v}{R\partial\varphi^2} + \frac{1-\mu}{2}R\frac{\partial^2 v}{\partial x^2} + \frac{1+\mu}{2}\frac{\partial^2 u}{\partial x\,\partial\varphi} = \frac{1}{R}\frac{\partial w}{\partial\varphi} \tag{3.21}$$

$$\mu\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{R\partial\varphi} - \frac{w}{R} - \frac{\delta^2}{12}\left(R\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{2}{R}\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\,\partial\varphi^2} + \right.$$

$$\left. + \frac{\partial^4 w}{R^3\partial\varphi^4}\right) = -\frac{Rq(1-\mu^2)}{E\delta} \tag{3.22}$$

Asetades valitud q kolmandasse diferentsiaalvõrrandisse näeme, et süsteemi lahendamiseks tuleb ka keskpinna punktide paigutiste u, v ja w funktsioonid aproksimeerida kujul

$$u = \sum\sum u_{mn} \cos\frac{m\pi x}{l} \cos n\varphi$$

$$v = \sum\sum v_{mn} \sin\frac{m\pi x}{l} \sin n\varphi$$

$$w = \sum\sum w_{mn} \sin\frac{m\pi x}{l} \cos n\varphi$$

Asetades valitud u, v, w väärtused tasakaaluvõrrandeisse (3.20) ... (3.22), saame kolm algebralist võrrandit kordajate u_{mn}, v_{mn}, w_{mn} määramiseks.

Nii saame

$$-\frac{m^2\pi^2}{l^2}u_{mn}-\frac{1-\mu}{2R^2}n^2u_{mn}+\frac{1+\mu}{2R}\frac{mn\pi}{l}v_{mn}=$$

$$=\frac{\mu}{R}\frac{m\pi}{l}w_{mn} \tag{3.23}$$

$$-\frac{1}{R}n^2v_{mn}-\frac{1-\mu}{2}R\frac{m^2\pi^2}{l^2}v_{mn}+\frac{1+\mu}{2}\frac{mn\pi}{l}u_{mn}=$$

$$=-\frac{n}{R}w_{mn} \tag{3.24}$$

$$-\mu\frac{m\pi}{l}u_{mn}+\frac{n}{R}v_{mn}-\frac{1}{R}w_{mn}-\frac{\delta^2}{12}\left(R\frac{m^4\pi^4}{l^4}+\right.$$

$$\left.+\frac{2}{R}\frac{m^2\pi^2}{l^2}n^2+\frac{1}{R^3}n^4\right)w_{mn}=-\frac{R(1-\mu^2)q_{mn}}{E\delta} \tag{3.25}$$

Vaatleme lihtsat juhtu, kus reservuaar on ääreni vedelikku täis. Sel juhul

$$q=-\gamma R(1+\cos\varphi)=\sum\sum q_{mn}\sin\frac{m\pi x}{l}\cos n\varphi$$

Fourier' rea kordajad

$$q_{mn}=\frac{l}{2}\frac{\pi}{2}\int_0^l\int_0^\pi q\sin\frac{m\pi x}{l}\cos n\varphi\,dx\,dy$$

Rõhk silindri teljel $q=\gamma d$.

Rõhk silindri teljel võib olla suurem kui γR.

Piirdudes käesolevas ainult koormusrea kahe esimese liikmega, saame:

$$q_{mn}=0;\quad q_{10}=-\frac{4\gamma d}{\pi};\quad q_{11}=-\frac{4\gamma R}{\pi}$$

Asetades koormusparameetrid võrrandisüsteemi, saame:

kui $m=1$ ja $n=0$, siis:

$$-\frac{\pi^2}{l^2}u_{10}-\frac{\mu\pi}{Rl}w_{10}=0$$

$$\frac{u_{10}}{l}=-\mu\frac{l}{R}\frac{w_{10}}{l}$$

$$-\frac{1-\mu}{2}R\frac{\pi^2}{l^2}v_{10}=0$$

$$v_{10}=0$$

$$-\mu\frac{\pi}{l}u_{10}-\frac{1}{R}w_{10}-\frac{\delta^2}{12}\frac{R\pi^4}{l^4}w_{10}=\frac{R(1-\mu^2)4\gamma d}{E\delta\pi}=q^*$$

kus q^* — koormusparameeter.

Kolmandast võrrandist saame suhtelise läbipaindeparameetri

$$\frac{w_{10}}{l}=\frac{q^*}{\frac{l}{R}\left[(\mu^2\pi-1)-\frac{R^2\delta^2\pi^4}{12l^4}\right]}$$

Analoogiliselt eeltooduga arvutame kordajad u_{11}, v_{11} ja w_{11}, kui $m=1$, $n=1$.

Pärast kordajate määramist ei tee raskusi ahel- ja paindepingete määramine tuntud valemitest

$$\sigma_x=\frac{E}{1-\mu^2}\left[\frac{\partial u}{\partial x}+\mu\frac{\partial v}{R\partial\varphi}-\mu\frac{w}{R}\right]$$

$$\sigma_\varphi=\frac{E}{1-\mu^2}\left[\frac{\partial v}{R\partial\varphi}+\mu\frac{\partial u}{\partial x}-\frac{\omega}{R}\right]$$

$$\tau=\frac{E}{2(1+\mu)}\left[\frac{\partial u}{R\partial\varphi}+\frac{\partial v}{\partial x}\right]$$

$$M_x=-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{R^2\partial\varphi^2}\right)$$

$$M_y=-D\left(\frac{\partial^2 w}{R^2\partial\varphi^2}+\mu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right)$$

Nagu eeltoodust selgub, on lahenduse käik põhimõttelt lihtne. Kuid arvutused tuleb tingimata teha masinaga.

Joonisel 278 on toodud veega koormatud silindrilise kooriku keskl̃oikes tekkiva pinge σ_x epüür.

Reservuaari kere ja põhja ühenduskohal tekib suhteliselt suur kinnitusmoment M_0, mis kiirelt kustub. Sfäärilise põhja ja kere ühenduskoht peab olema sujuv. Selleks on soovitav ümardada põhja serv raadiusega $r = R/5$.

Silindrilise põhja ühendamisel kerega tekib kinnitusmoment (ühendusjoonega risti)

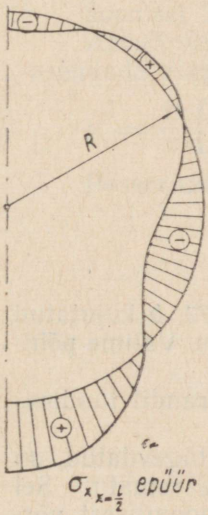
$$M_0 = 0{,}6Cqr\delta$$

kus tegur C oleneb kinnitusviisist.

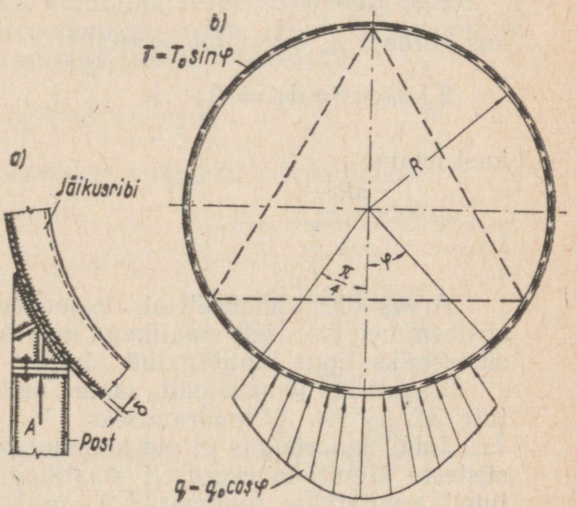
Kui lugeda põhi lõpmata paindejäigaks, on $C = 1{,}44$. Arvestades aga reaalset konstruktsiooni, s. o. elastset kinnitust, võime võtta $C = 0{,}6$. Pinged põkkõmbluses kinnitusmomendist

$$\sigma_k = \frac{M_0}{W_{pl}} = \frac{M_0 \cdot 6}{1 \cdot \delta^2} \leqslant R_y^{cв}$$

Reservuaar toetatakse kas raudbetoonist vundamentidele või teraspostidele. Toetuspunktide vahekauguseks võetakse $0{,}5 \ldots 0{,}7\ l$, kus l — reservuaari pikkus.



JOON. 278



JOON. 279

Joonisel 279, *a* on kujutatud posti ja kere ühendus. Ehitamisel tuleb tagada, et posti pea toetuks tihedalt toepadjale.

Toediafragma konstrueeritakse kas ainult rõngast või siis rõngast ja kolmnurgast. Joonisel 279, *b* on toodud toediafragma arvutusskeem ja koormused.

Oletame, et nihkejõud T muutub seaduse järgi

$$T = T_0 \sin \varphi$$

Parameetri T_0 arvutame seosest

$$\int_0^{\pi} T_0 \sin^2 \varphi \, d\varphi = \frac{A}{2} = \frac{\pi R^2 l}{4} \gamma$$

kust saame

$$T_0 = \frac{Rl\gamma}{2}$$

Vundamendilt kerele antava rõhu q arvutamisel oletame, et toetusnurk $2\alpha = \pi/2$. Analoogiliselt eeltooduga oletame ka siin, et rõhu intensiivsus

$$q = q_0 \cos \varphi$$

kus kordaja q_0 arvutame seosest

$$2 \int_0^{\pi/4} q_0 \cos^2 \varphi \, d\varphi = A$$

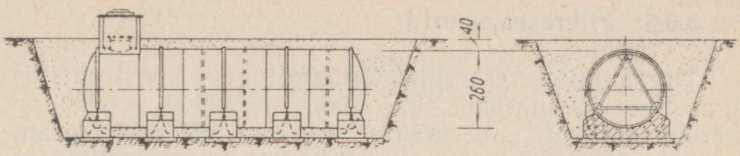
kust leiame

$$q_0 = \frac{\pi R e \gamma}{1 + \frac{\pi}{2}}$$

Arvestades sümmeetriat, on joonisel 279, *b* kujutatud süsteem neljakordselt staatikaga määramatu. Valime põhisüsteemiks tipus läbilõigatud rõnga.

Kasutades jõumeetodit, saame neli võrrandit tundmatute X_1, X_2, X_3, X_4 määramiseks.

Juhul kui rõngas ei ole kolmnurgaga tugevdatud, on süsteem ainult kahekordselt staatikaga määramatu. Sel juhul arvutatakse tundmatud X_1 ja X_2 kanoonilisest võrrandisüsteemist.



JOON. 280

Joonisel 280 on kujutatud maa-alune rõhtne silindriline reservuaar.

Juhul kui reservuaar paigutatakse maa alla tuletõrjenõuete rahuldamiseks, on tema pealispind umbes 0,5 m allpool maapinda. Pinnasevee kahjuliku mõju vältimiseks on kohane asetada reservuaari põhi pinnasevee tasemest 30 ... 40 cm kõrgemale. Pinnase rõhu tagajärjel on reservuaari kere koormatud ebaühtlaselt, s. o.

$$p = \gamma h \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

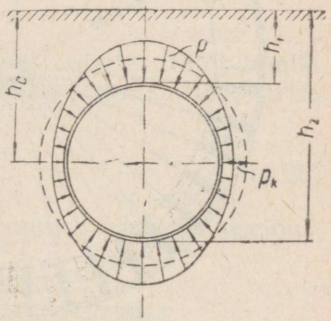
kus h — vaadeldava punkti kaugus maapinnalt,
γ — pinnase mahukaal,
φ — pinnase loomulik kaldenurk.

Joonisel 281 on kujutatud reservuaari koormused.

Arvutuste lihtsustamiseks võib elliptilise koormuse asendada ringkoormusega, mille intensiivsus

$$p' = \frac{\gamma h}{2}\left[1 + \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right]$$

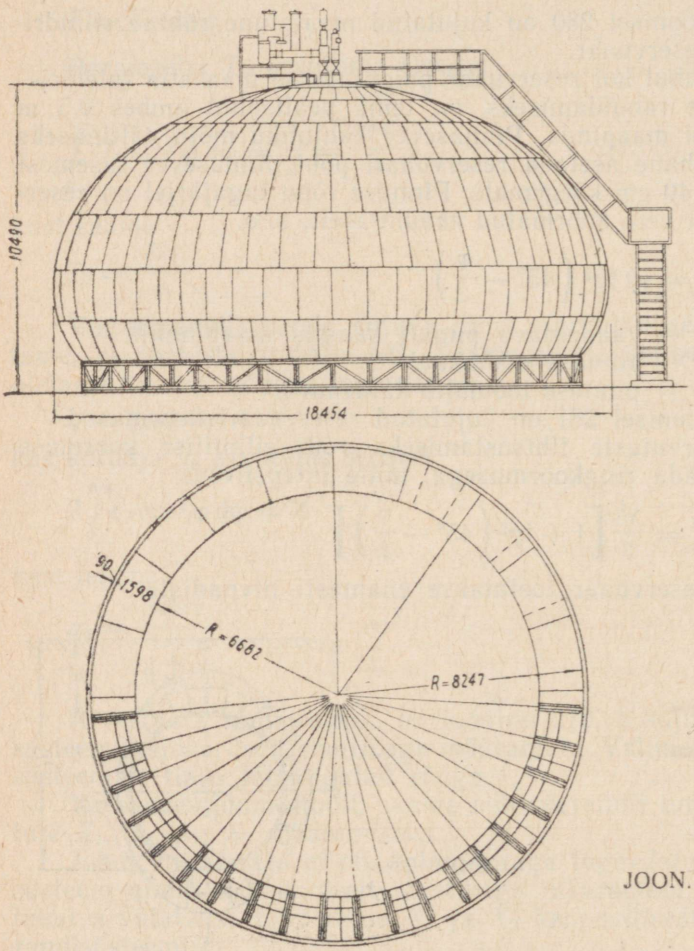
Reservuaar toetatakse enamasti liivpadjale.



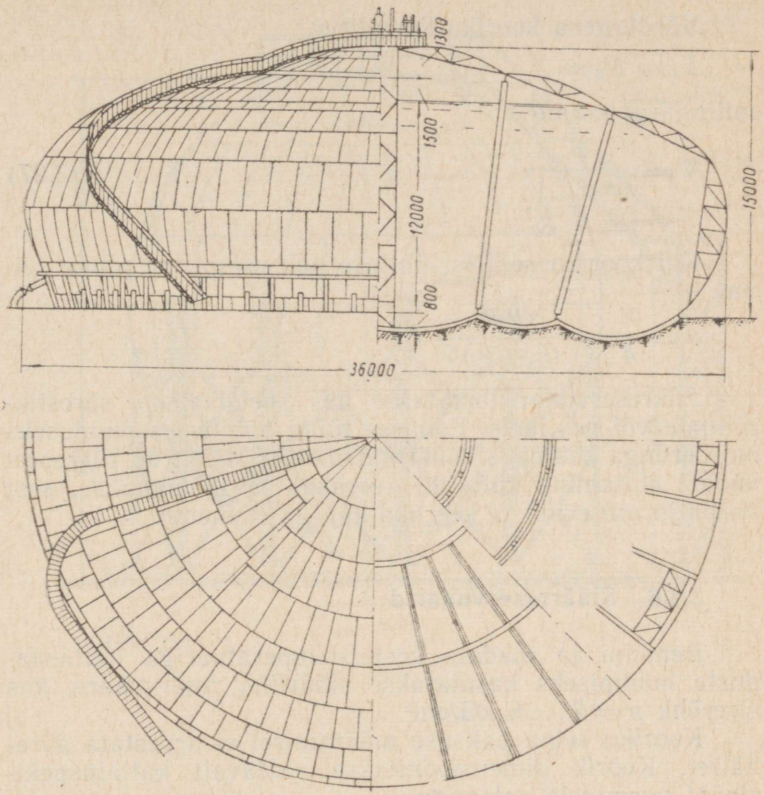
JOON. 281

3.3.5. Tilkreservuaarid

Tilgakujuline reservuaar on võrdtugeva konstruktsiooniga. Neid kasutatakse, kui maht $V = 2000 \ldots 6000$ m^3, siserõhk $p = 0{,}3 \ldots 0{,}5$ kG/cm^2, vaakum 300 mm veesammast. Joonistel 282 ja 283 on esitatud ümmarguse tilkreservuaari külgvaade, plaan ja lõige. Vedeliku siserõhu ja



JOON. 282



JOON. 283

gaasirõhu toimel tekivad reservuaari seinas ainult tõmbepinged. Reservuaari kui pöördkooriku seina sisejõud arvutame seosest

$$\frac{N_1}{R_1}+\frac{N_2}{R_2}=\gamma(h+h_1)=p \qquad (3.26)$$

kus N_1, N_2 — meridiaan- ja ringsuunas tekkivad sisejõud,
R_1, R_2 — kõverusraadiused,
p — rõhk pinnaelemendile,
h — veesamba kõrgus (rõhukõrgus),
h_1 — redutseeritud rõhukõrgus.

Võrdtugeva kooriku korral on

$$N_1 = N_2 = N$$

mille järgi saame

$$N = \frac{p}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}} \tag{3.27}$$

Kui kooriku sein on ühtlase paksusega, on pinge seinas

$$\sigma = \frac{N}{\delta} = \frac{pR_1R_2}{(R_1 + R_2)\delta}$$

Tilkreservuaar toetatakse kas spetsiaalsele sõrestikrõngale või postidele. Esimese tüübi põhiliseks puuduseks on toerõnga keerukas konstruktsioon. Üldiselt on tilkreservuaari ehitamine küllaltki keerukas ja töömahukas, sest on palju erinevaid ja keeruka kujuga elemente.

3.3.6. Sfäärreservuaarid

Bensiini ja madala keemistemperatuuriga naftasaaduste hoidmiseks kasutatakse sfäärilisi reservuaare, kus siserõhk $p = 2 \ldots 6$ kG/cm^2.

Kooriku seina paksuse määramisel ei arvestata äärehäiret. Koorik dimensioonitakse vastavalt katlainspektsiooni normidele valemiga

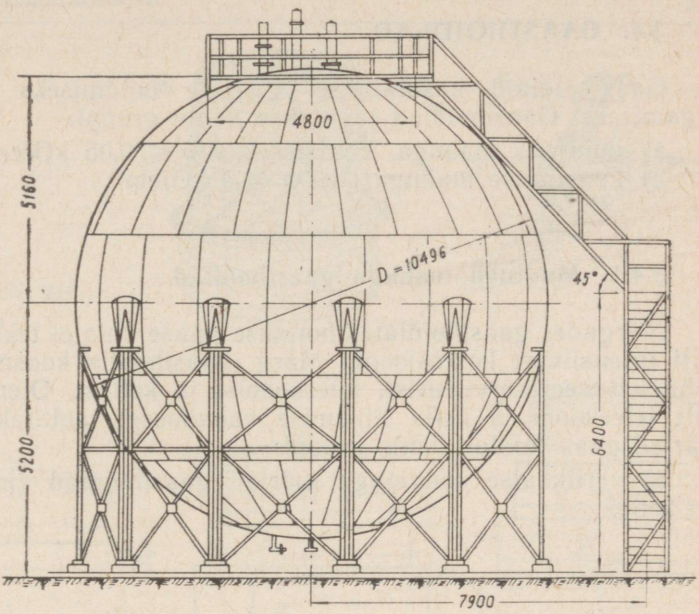
$$\sigma = \frac{pR}{2\delta} \leqslant [\sigma]$$

kus $[\sigma]$ — materjali lubatav pinge.

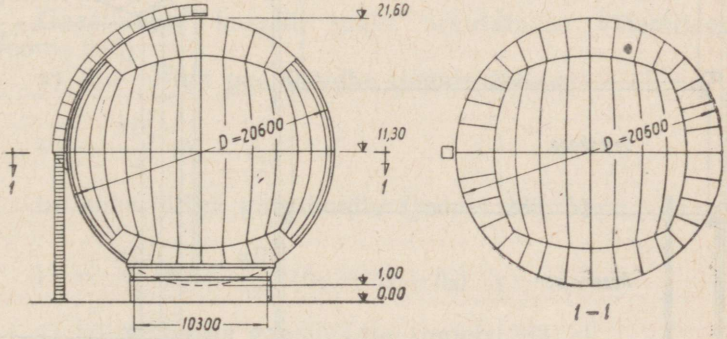
Kohane on kujundada koorik vähelegeeritud terasest. Seina paksus $\delta = 8 \ldots 30$ mm. Sein moodustatakse üksikutest lehtedest ja keevitatakse kokku põkkõmblustega. Joonisel 284 kujutatud sfäärreservuaar toetatakse kaheksale postile.

Toereaktsioonide vastuvõtmiseks projekteeritakse kera keskmine vöö teistest paksem.

Joonisel 285 on toodud sfäärilise reservuaari külgvaade ja plaan.



JOON. 284



JOON. 285

3.4. GAASIHOIDLAD

Gaasihoidlaid kasutatakse gaaside hoidmiseks ja segamiseks. Gaasihoidlad jagatakse kahte gruppi:

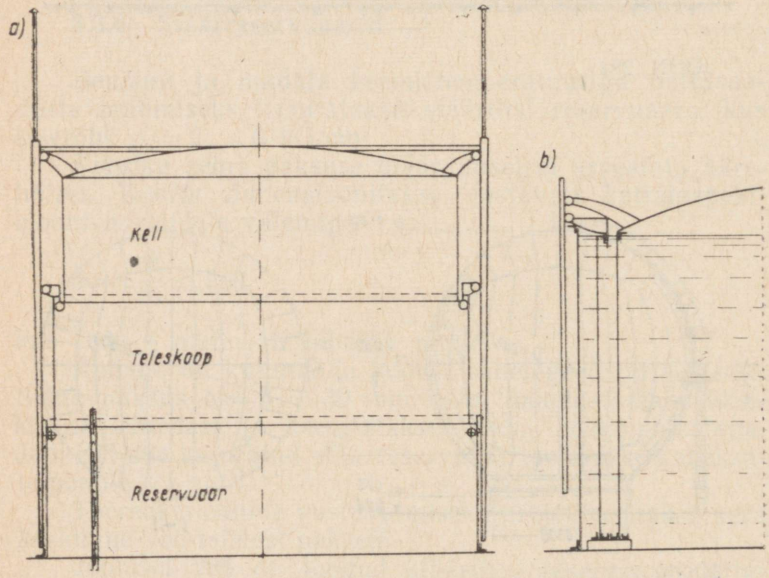
a) muutuva mahuga, kus siserõhk $p \leqslant 0{,}05$ kG/cm^2;

b) konstantse mahuga, kus $p \leqslant 4$ kG/cm^2.

3.4.1. Muutuva mahuga gaasihoidlad

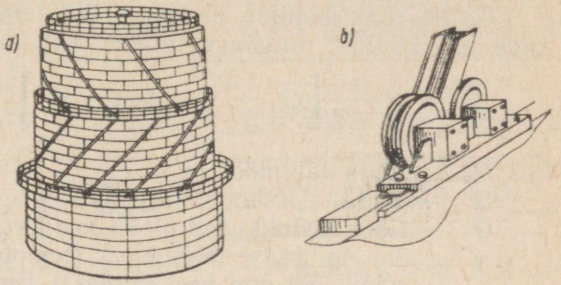
Märgades gaasihoidlates hoitakse gaase, mis ei tekita eriti intensiivset korrosiooni. Märg gaasihoidla koosneb põhiliselt veereservuaarist, teleskoobist ja kellast. Olenevalt teleskoobi ja kella liikumise vabadusest jaotatakse märjad gaasihoidlad kahte gruppi:

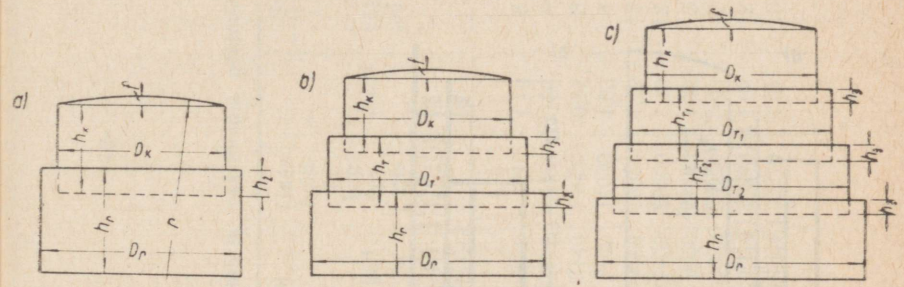
a) vertikaalse suunajaga märjad gaasihoidlad (joonis 286);



JOON. 286

JOON. 287





JOON. 288

b) kruvijoonelise suunajaga märjad gaasihoidlad (joonis 287).

Gaasihoidla kasulik maht arvutatakse valemitega (joonis 288):

a) ühe lüliga gaasihoidla (joonis 288, *a*)

$$V_1 = \frac{\pi D_k^2}{4}(h_k - h_2)$$

b) kahe lüliga gaasihoidla (joonis 288, *b*)

$$V_2 = \frac{\pi D_k^2}{4} h_k + \frac{\pi D_T^2}{4}(h_T - h_3 - h_2)$$

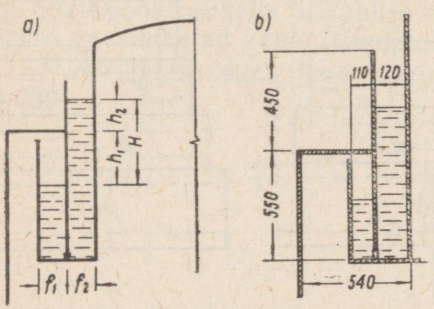
c) kolme lüliga gaasihoidla (joonis 288, *c*)

$$V_3 = \frac{\pi D_k^2}{4} h_k + \frac{\pi D_{T_1}^2}{4}(h_{T_1} - 2h_3) + \frac{\pi D_{T_2}^2}{4}(h_{T_2} - h_2)$$

Gaasi rõhk hoidlas oleneb kella, teleskoobi, vesilukkude jne. kaalust ning arvutatakse valemiga

$$\max p = \frac{4}{\pi D_k^2}\left[Q - \frac{Q'}{7{,}85} - V(\gamma - \gamma')\right] \quad t/m^2 \qquad (3.28)$$

kus D_k — kella läbimõõt m,
Q — kella, teleskoobi jms. kaal t,
Q' — tihenduslukkudes oleva vee kaal t,
γ, γ' — õhu ja gaasi mahukaal (temperatuuril 0° C ja rõhul 760 mm veesammast) t/m^3,
V — gaasi maht m^3.



JOON. 289

Gaasihoidla hermeetilisus saavutatakse spetsiaalsete vesilukkudega (joonis 289).

Vesiluku puhul kehtib seos

$$h_1 f_1 = h_2 f_2$$

kus $h_1 + h_2 = H$ — maksimaalne gaasi rõhk; tüüpprojektides on $H \leqslant 400$ mm veesammast.

Gaasihoidla põhiliste mõõtmete määramiseks ei ole välja töötatud valmis valemeid nii nagu veereservuaaride jaoks. 1956. a. peale kehtivad vertikaalse suunajaga märgade gaasihoidlate ehitamiseks tüüpprojektid. Tabelis 3.5 on toodud tüüpsete gaasihoidlate põhimõõtmed.

Nagu tabelist näeme, on tüüpsete gaasihoidlate kella läbimõõdu D_k ja kogukõrguse H suhe 0,83 ... 1,31 piirides.

Märjad gaasihoidlad valmistatakse põhiliselt rahulikust süsinikterasest mark ВСт.3 (ГОСТ 380-60). Reservu-

Tabel 3.5

Vertikaalse suunajaga märja gaasihoidla põhimõõtmed

Nominaalne maht m³	Faktiline maht m³	Läbimõõt mm			Kõrgus mm			Gaasihoidla kogukõrgus H mm	D_k/H	Suunajate arv			Terase kulu	
											sisemised			
		reservuaar D_r	esimene teleskoop D_{T_1}	kell D_k	reservuaar h	esimene teleskoop h_{T_1}	kell h_k			välised	reservuaaris	teleskoobis	t	kg/m³ nominaalmahule
100	109	7400	—	6600	3450	—	3240	6210	1,19	6	6	—	15,7	157
300	321	9300	—	8500	5920	—	5710	11150	0,83	6	6	—	26,72	89
600	635	11480	—	10680	7390	—	7140	14030	0,82	8	8	—	40,49	67,5
1000	1045	14500	—	13700	7390	—	7140	14030	1,03	8	16	—	56,91	56,9
3000	3060	21050	—	20250	9800	—	9550	18850	1,12	12	24	—	121,35	40,5
6000	6072	26900	—	26100	11750	—	11450	22600	1,19	12	24	—	209,25	34,8
10000	10078	28140	27120	26100	9800	9400	9400	27440	1,02	12	24	24	291,3	29,1
15000	15134	31170	30110	29050	11750	11350	11350	33290	0,93	12	24	24	369,38	24,8
20000	20280	35860	34780	33700	11750	11350	11350	33290	1,08	12	24	24	430,41	21,5
30000	30360	43600	42500	41400	11730	11330	11330	33210	1,31	16	32	32	642,72	21,5

aari alumine vöö kui enam koormatud element on soovitav projekteerida vähelegeeritud terasest 15ХСНД. Gaasihoidla rullid valmistatakse malmist СЧ 15-32 (ГОСТ 1412-54). Märja gaasihoidla projekteerimisel arvestatakse järgmisi ülekoormustegureid:

— omakaal 1,1
— gaasi rõhk 1,2
— vee rõhk reservuaaris 1,1
— liikuv koormus katusel ja redelitel $p = 200$ kG/m² 1,2
— lumekoormus; olenevalt rajoonist, kuid $q \geqslant 100$ kG/m² 1,4
— tuulekoormus — vastavalt normidele . . 1,2

Märja gaasihoidla veereservuaari põhi tehakse enamasti tasapinnaline ja toetatakse keskel liivalusele, äärel betoonrõngale. Põhja paremaks puhastamiseks on soovitav see projekteerida koonusekujuline, mille kõrgus $1/75\ D_r$ (D_r — reservuaari läbimõõt). Reservuaari põhi valmistatakse tehases üksikutest lehtedest (1800 × × 6000 mm). Lehed ühendatakse põkkõmblusega. Olenevalt põhja suurusest jaotatakse see kas kaheks või enamaks montaažiühikuks ning tuuakse ehitusplatsile rullides. Pärast põhja paigaldamist ja kokkukeevitamist asetatakse sellele kindla sammuga radiaalselt paiknevad talad, millele hiljem toetub teleskoop ja kell. Tüüpprojektis on reservuaari põhja paksus:

kui $V = 100 \ldots 600$ m³ . . . . . $\delta = 5$ mm
$V = 1000$ m³ . . . . . $\delta = 6$ mm
$V = 3000$ ja enam . . . . keskel $\delta = 6$ mm
äärel $\delta = 8$ mm

Reservuaari sein valmistatakse tehases üksikutest lehtedest ja keeratakse rulli. Tüüpprojektides kasutatakse seina moodustamiseks teraslehti 1500 × 6000 mm. Rulli kaal ei tohi ületada 60 t. Kui aga seina kaal ületab 60 t, jaotatakse sein osadeks.

Reservuaari seina paksus määratakse arvutamise teel:

$$\delta \geqslant \frac{(p + \gamma y) r}{R_p^{св}} \frac{n}{m} \qquad (3.29)$$

kus p — gaasi rõhk kG/cm²;
r — reservuaari sisemine raadius cm;
γ — vee erikaal; 0,001 kG/cm³;
y — vaadeldava punkti kaugus veepinnalt;
m — töötingimuste tegur; $m = 0{,}8$;
n — ülekoormustegur; $n = 1{,}1$;
R_p^{cB} — põkkõmbluse arvutuslik tugevus kG/cm².

Kuna reservuaari seina ülemine vöö on suhteliselt vähe koormatud, valitakse selle minimaalseks paksuseks:

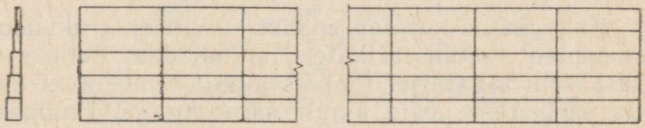
kui $V = 100 \ldots 600$ m³ . . . . . $\delta = 4$ mm
$V = 1000 \ldots 3000$ m³ . . . . . $\delta = 5$ mm
$V = 6000 \ldots 30000$ m³ . . . . . $\delta = 6$ mm

Veereservuaari seina moodustamisel peetagu silmas, et see oleks seest tasane, kuna sisepinda asetatakse juhtpostid.

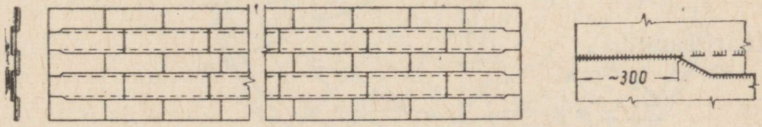
Joonisel 290 on kujutatud tehases valmistatud muutuva paksusega reservuaarisein, mille lehed ühendatakse põkkõmblusega.

Gaasihoidla teleskoobi ja kella sein arvutatakse maksimaalsele gaasirõhule.

Kella ja teleskoobi seina ülemine ja alumine vöö tehakse 5 . . . 10 mm paksusest teraslehest, vahepealsed vööd 2,5 . . . 3,0 mm paksusest lehest. Joonisel 291 on kujutatud tehases valmistatud kella ja teleskoobi seina moo-



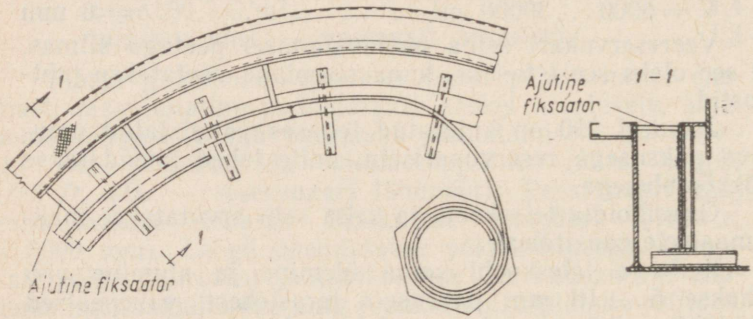
JOON. 290



JOON. 291

dustamine üksikutest lehtedest, mis ühendatakse põkkõmblusega. Joonisel 292 on kujutatud teleskoobi seina lahtirullimine. Analoogiliselt paigaldatakse ka kella sein. Teleskoobi ja kella seina kõrgused võetakse võrdsed.

Teleskoop kujutab endast silindrit, millel puudub põhi ja katus. Teleskoobi seina jäigastamiseks asetatakse selle ülemisele ja alumisele vööle jäikusrõngas, mis on ühtlasi ka vesilukuks. Jäikusrõngas valmistatakse 10 mm teraslehest.



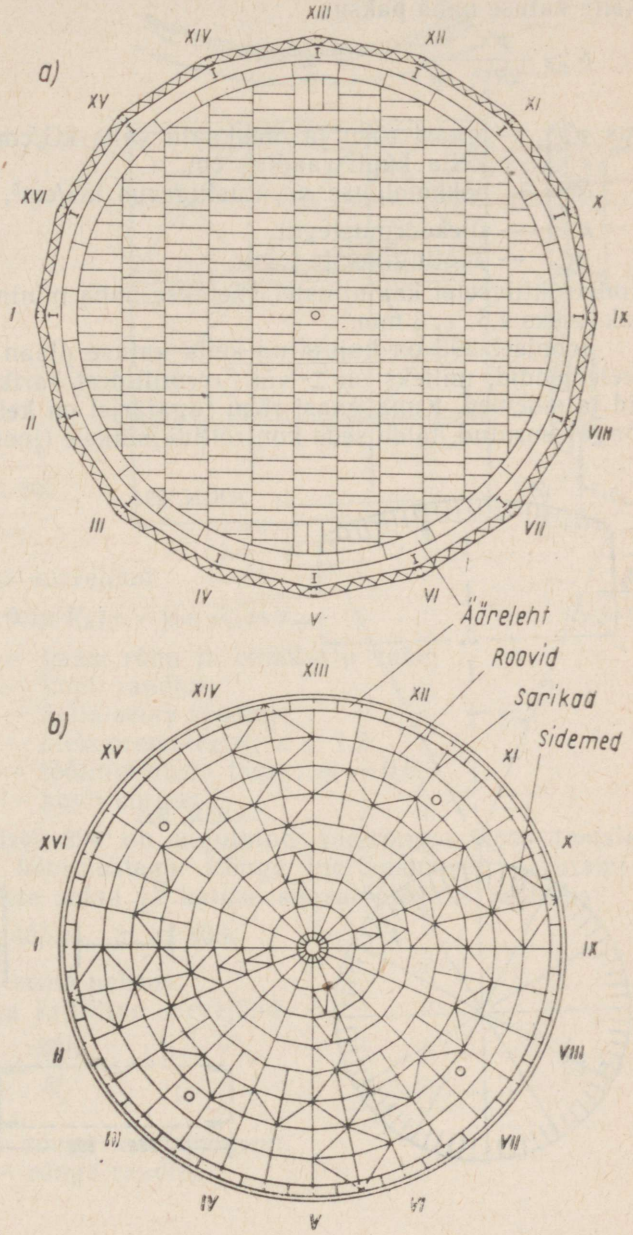
JOON. 292

Kella katus kujutab endast koorikkonstruktsiooni, kus katuseplaat toetub sarikatele ja roovidele. Selleks et nahk gaasi rõhu tagajärjel töötaks ainult tõmbele, ei ühendata teda sarikatega, vaid ainult äärerõngaga. Enamasti projekteeritakse kella katus sfäärilise kuplina, mille kõrgus

$$f = \frac{D_k}{15}$$

Sfääri raadius

$$r = \frac{\frac{D_k^2}{4} + f^2}{2f} = 1{,}908 D_k$$



JOON. 293

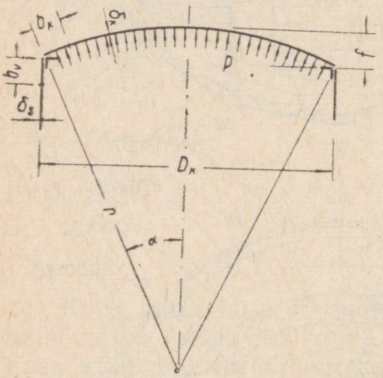
Kella katuse naha paksus

$$\delta \geqslant \frac{p'r}{2R_p^{cв}} \frac{n}{m} \qquad (3.30)$$

kus p' — gaasi rõhu ja omakaalu vahe kG/cm²,
r — kella kupli raadius cm,
$R_p^{cв}$ — põkkõmbluse arvutustugevus kG/cm²,
n — ülekoormustegur,
m — töötingimuste tegur.

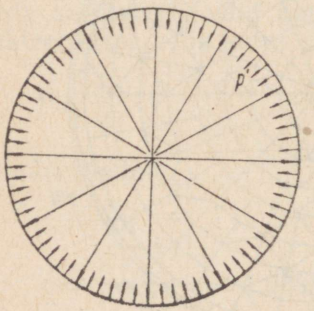
Konstruktiivsetel kaalutlustel võetakse naha minimaalseks paksuseks 2,5 . . . 3 mm.

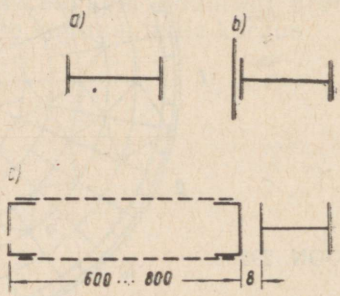
Joonisel 293 on kujutatud kella katuse plaan ja kandeelemendid, milleks on I- või [-profiilidest sarikad, roovid ja sidemed. Kuna gaasi rõhu tagajärjel on kella ääreröngas surutud, tuleb seda kontrollida nõtkele (joonis 294).

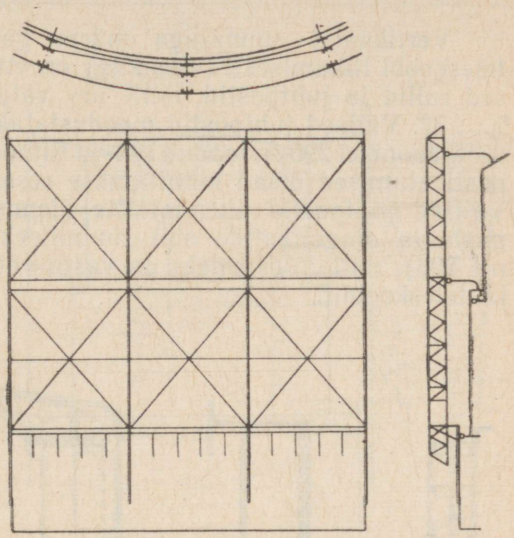


JOON. 294

JOON. 295







JOON. 296

Äärerõnga survejõud

$$N = 0{,}5p'R_k(r - f)n \leqslant mN_{kr} \qquad (3.31)$$

kus p' — gaasi rõhu ja omakaalu vahe;
r — kupli raadius;
R_k — kella seina raadius;
n — ülekoormustegur; $n = 1{,}2$;
m — töötingimuste tegur; $m = 0{,}6$;
f — kupli kõrgus.

Joonisel 294 on kujutatud äärerõngas koos temale mõjuvate koormustega. Rõnga inertsmomendi arvutamisel võetakse seina ja katuse kaasatöötavaks laiuseks

$$b_v \leqslant 40\delta_v; \quad b_k \leqslant 40\delta_k$$

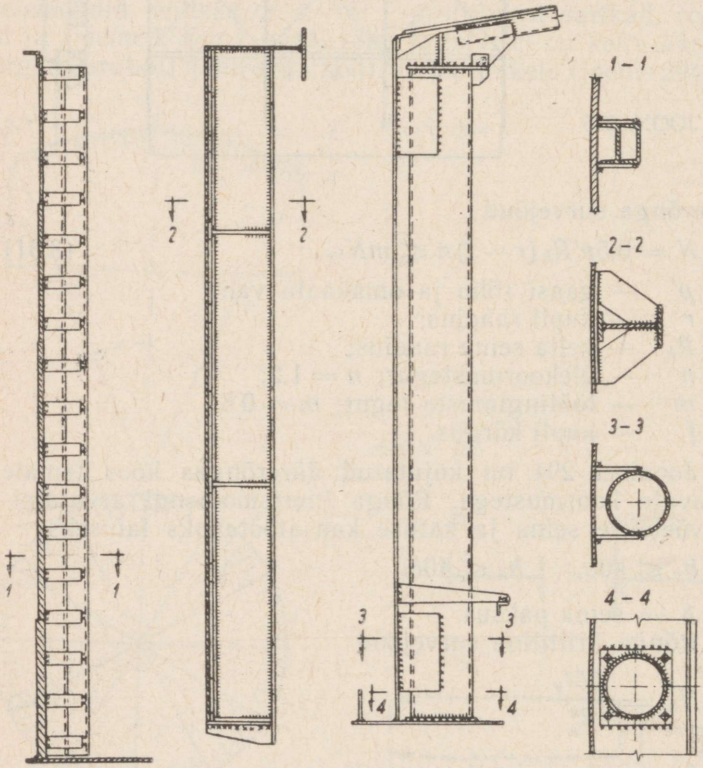
kus δ — seina paksus.

Rõnga kriitiline survejõud

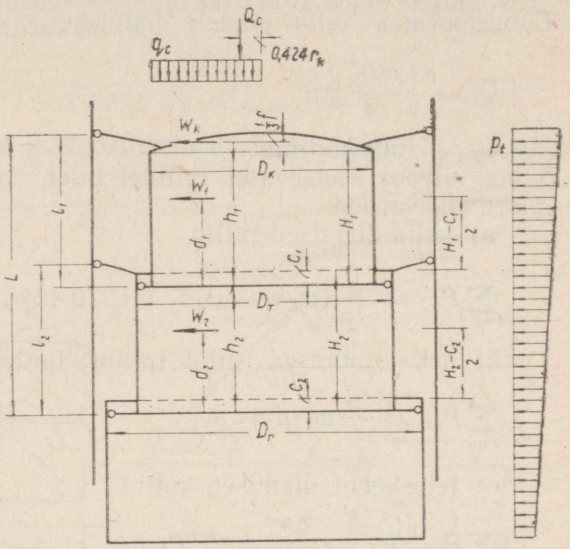
$$N_{kr} = \frac{3EI_y}{R_k^2} \qquad (3.32)$$

kus I_y — rõnga inertsmoment,
R_k — rõnga raadius.

Vertikaalse suunajaga märja gaasihoidla kella ja teleskoobi liikumiseks (üles-alla) on ette nähtud spetsiaalsed rullid ja juhtpostid, mille arv väljas on 6 . . . 16, sees 6 . . . 32. Välised juhtpostid moodustatakse I- või [-profiilidest. Joonisel 295 on toodud liht- ja liitposti ristlõikeid. Juhtposti alumised otsad kinnitatakse reservuaari kere külge. Välised juhtpostid ühendatakse ülemise rõnga, vaherõngaste ja diagonaalide abil ruumiliseks süsteemiks (joonis 296), mille ülesandeks on vastu võtta koormusi kellalt ja teleskoobilt.



JOON. 297



JOON. 298

Sisemised juhtpostid (teleskoobis, kellas) kinnitatakse teleskoobi ja kella seina külge lappide abil. Joonisel 297 on toodud näiteid sisemistest juhtpostidest.

Tuulekoormuse kellalt ja teleskoobilt võtavad vastu tuuletagused rullid ja annavad selle üle juhtpostidele. Joonisel 298 on kujutatud gaasihoidlale mõjuv tuule- ja ühepoolne lumekoormus.

Tuulekoormused üksikutele elementidele arvutame järgmiste valemitega:

a) kella katusele

$$w_k = 0{,}7 \frac{\pi D_k^2}{4} p_t n \tag{3.33}$$

b) kella seinale

$$w_1 = 0{,}7 \pi D_k (H_1 - C_1) p_t n \tag{3.34}$$

c) teleskoobi seinale

$$w_2 = 0{,}7 \pi D_T (H_2 - C_2) p_t n \tag{3.35}$$

kus p_t — tuulerõhk,
n — ülekoormustegur.

Lumekoormus kella poolele katusele

$$Q_l = \frac{1}{2}\frac{\pi D_k^2}{4} g_l n \tag{3.36}$$

kus g_l — lumekoormus.
Samal nivool asetsevatel rullidel tuleb vastu võtta järgmised koormused:

a) kella ülemised rullid

$$\sum P_{kü} = \frac{1}{l_1}(w_k h_1 + w_1 d_1 + Q_l \cdot 0{,}424 r_k) \tag{3.37}$$

b) kella alumised rullid (ainult tuulekoormusest)

$$\sum P_{ka} = \frac{1}{l_1} w_1 (h_1 - d_1) \tag{3.38}$$

c) teleskoobi ülemised rullid

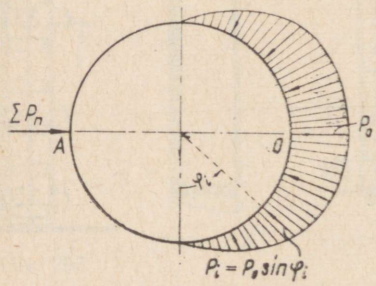
$$\sum P_{tü} = \frac{1}{l_2}(w_2 d_2 + \sum P_{ka} h_2) \tag{3.39}$$

d) teleskoobi alumised rullid

$$\sum P_{ta} = \frac{1}{l_2}[w_2(l_2 - d_2) + \sum P_{ka}(l_2 - h_2)] \tag{3.40}$$

Joonisel 299 on toodud rullide arvutusskeem ja koormused. Kõige enam on koormatud punktis *0* asuv rull. Olgu selle koormus P_0 ning vahepealse rulli koormus

$$P_i = P_0 \sin \varphi_i$$



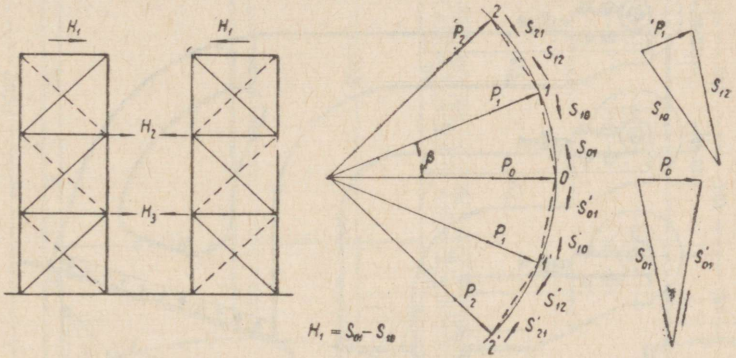
JOON. 299

Projekteerides rullidele mõjuvad koormused teljele OA, saame süsteemi tasakaalust

$$\max P = P_0 = \frac{\Sigma P_i}{2\sin^2\varphi_1 + 2\sin^2\varphi_2 + \ldots + 1} \qquad (3.41)$$

Juhul kui väliste juhtpostide arv $n = 16$, on

$$\max P = P_0 = \frac{\Sigma P_i}{4}$$



JOON. 300

Väliste juhtpostide survejõudude ja diagonaalide tõmbejõudude leidmiseks jaotame koormused $P_0, P_1, \ldots$ üksikutele tahkudele ning arvutame neid kui tasapinnalisi kandureid (joonis 300). Eeldades, et kaasa töötavad ainult tõmmatud diagonaalid, määrame tahu varraste sisejõud. Siin tuleb silmas pidada, et juhtposti lõplik sisejõud koosneb kahe tahu vastastikku asetseva juhtposti sisejõudude algebralisest summast.

Juhtposte ühendav rõngas on tõmmatud ja painutatud (rõnga omakaal, rõngal asuv teenindustee $p = 200$ kG/m^2).

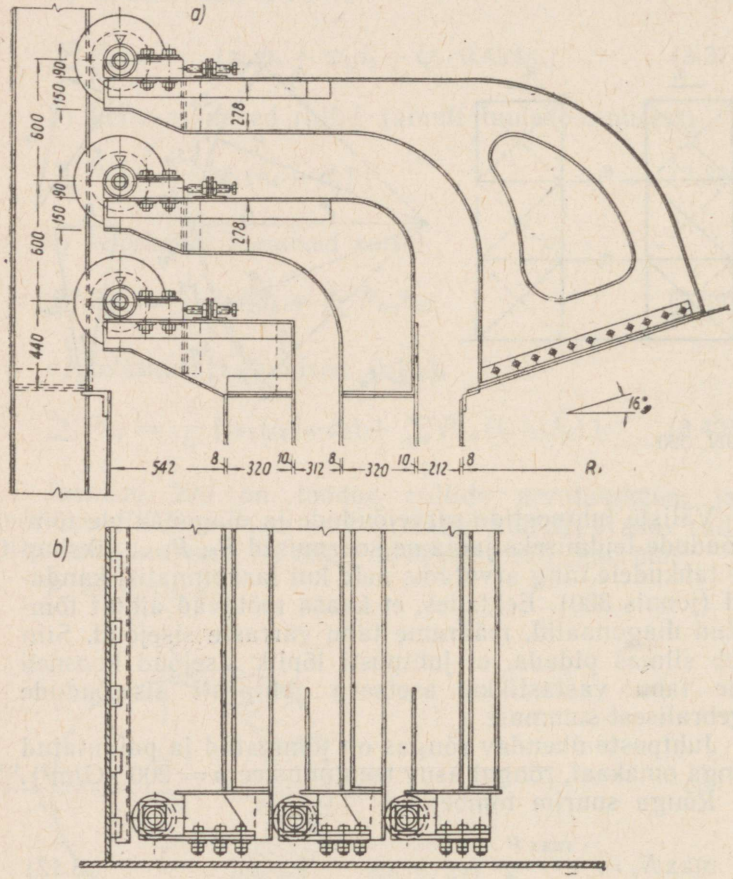
Rõnga suurim tõmbejõud

$$\max N_r = \frac{\max P}{2\sin\frac{\beta}{2}} \qquad (3.42)$$

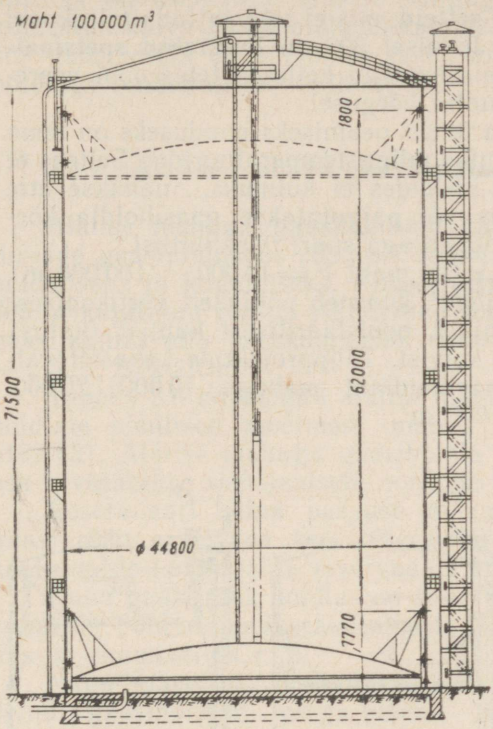
Väliste rullide konstruktsioon ja nende kinnitus kella katuse külge on kujutatud joonisel 301, *a*. Siin on rullide nihutamiseks spetsiaalsed poldid.

Sisemised rullid kinnitatakse teleskoobi külge joonise 301, *b* kohaselt.

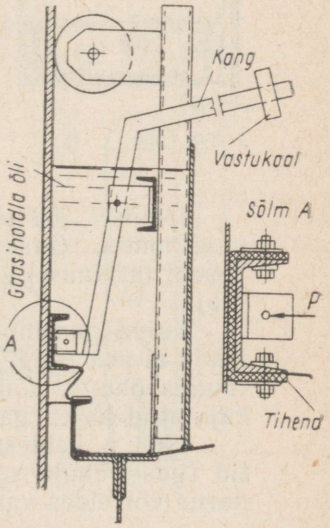
Gaasihoidla reservuaaris vahetatakse vett äärmiselt harva — peamiselt remondi ajal. Selle tagajärjel koguneb



JOON. 301



JOON. 302

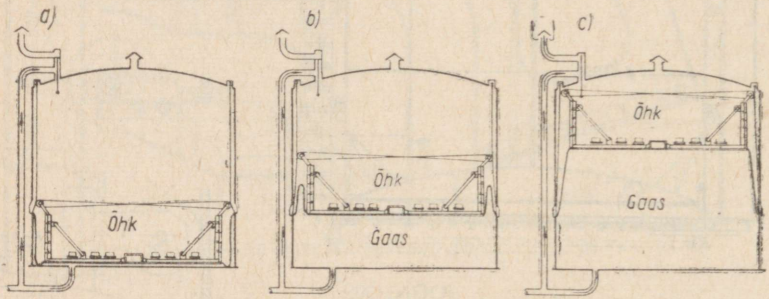


JOON. 303

veereservuaari põhja setteid, mis ei tohi sattuda teleskoobi ja kella lukkudesse. Joonisel 302 on kujutatud spetsiaalsed tugielemendid, mis hoiavad kella ja teleskoobi veereservuaari põhjast kindlal kõrgusel.

Märja gaasihoidla üheks peamiseks puuduseks on tema kulukas ekspluateerimine miinustemperatuuridel. Selleks et vesi reservuaaris ja lukkudes ei külmuks, nähakse ette spetsiaalne soojendus või paigutatakse gaasihoidla köetud ruumi. Viimane nõuab aga suuri lisakulutusi.

Kuiv gaasihoidla, mille maht $V = 10\,000 \ldots 100\,000$ m^3, siserõhk $p \leqslant 0{,}04$ kG/cm^2, koosneb põhiliselt vertikaalsest silindrist (kere), põhjast, poolsfäärilisest kuplist (katus) ja silindris liikuvast kolvist. Tüüpprojektide kohaselt valmistatakse kuivi gaasihoidlaid mahuga 10 000, 20 000, 30 000, 50 000 ja 100 000 m^3.



JOON. 304

Joonisel 302 on kujutatud 100 000 m^3 mahutav kuiv gaasihoidla. Gaasi rõhk hoidlas oleneb kolvi kaalust (gaasi tarbimisel kolb langeb, gaasiga täitmisel kolb tõuseb).

Kuiva gaasihoidla puhul on alaline oht, et tihendusluku ei pea ja läbitunginud gaas, segunedes kolvipealses ruumis õhuga, võib kergelt plahvatada. Joonisel 303 on kujutatud kuiva gaasihoidla tihendusluku skeem.

1963. a. kehtestati kuiva gaasihoidla uued tüüpprojektid (gaasirõhule $\leqslant 400$ mm veesammast). Uue tüübi erinevus võrreldes vanaga seisneb peamiselt selles, et tihen-

duslukk on asendatud elastse kangaga. Joonisel 304 on kujutatud kuiva gaasihoidla töötamine. Analüüs näitab, et uus gaasihoidla on võrreldes vana, nn. kolvitüüpi gaasihoidlaga tunduvalt töökindlam.

3.4.2. Alalise mahuga gaasihoidlad

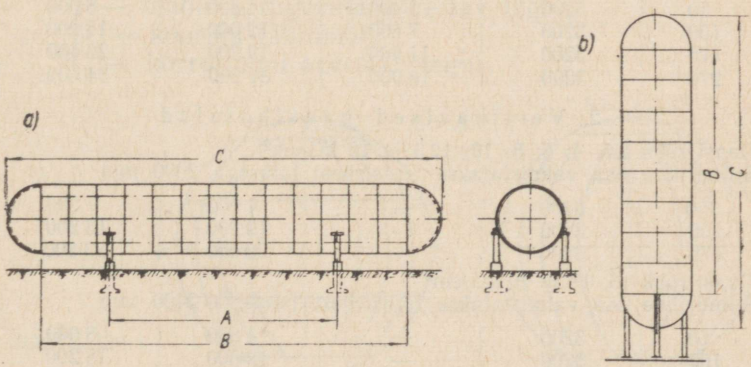
Alalise mahuga gaasihoidlaid kasutatakse enamasti linnade gaasijaamades rõhu all saabuva loodusliku gaasi hoidmiseks ja kogumiseks. Kõige levinumaks on joonisel 305, *a* kujutatud rõhtne silindriline reservuaar, mida võib gaasijaamas olla mitukümmend. Gaasi rõhk hoidlas $q = 2{,}5 \ldots 20$ kG/cm^2.

Tabelis 3.6 on toodud alalise mahuga tüüpsete gaasihoidlate põhilised mõõtmed, mahud ja rõhud (ГОСТ 5172-63). Alalise mahuga gaasihoidla põhi ja silindriline osa arvutatakse spetsiaalsete normide järgi (РТМ 42-62).

Reservuaari seina paksuse määramisel tuleb peale gaasi rõhu arvestada veel reservuaari omakaalu ja vee kaalu, mida kasutatakse reservuaari proovimisel.

Kuna gaasi rõhk hoidlas on suur, valmistatakse reservuaaride põhjad poolkerakujulised. Gaasihoidla materjaliks on enamasti ВСт. 3.

Nagu märgitud, proovitakse kõik tehasest väljasaadetud gaasihoidlad veega rõhul 1,25 *p* (*p* — töö-



JOON. 305

tamisaegne rõhk). Seejuures gaasihoidla arvutamisel proovimisaegsele olukorrale suurendatakse lubatavaid pingeid 25% võrra.

Rõhtsa silindrilise gaasihoidla terasekulu 1 m³ gaasi kohta

$$g = \frac{Q}{V} = 1{,}5C\frac{\gamma_p}{[\sigma]_p^{cB}} \qquad (343)$$

kus tegur

$$C = \frac{\nu + 2\eta}{1 + 1{,}5\eta}$$

Tabel 3.6

Alalise mahuga gaasihoidlad
ГОСТ 5172-63

Maht m³	Mõõtmed mm			
	D_s	A	B	C
1. Rõhtsad gaasihoidlad				
Gaasi rõhk 2,5; 4; 6; 8; 10; 12,5 ja 16 kG/cm² Silindriline osa valmistatakse teraslehest laiusega 2000 mm				
50	3200	3 400	4 000	7 200
100	3200	7 800	10 000	13 200
175	3200	11 400	20 000	23 200
270	3200	18 000	32 000	35 200
Gaasi rõhk 16; 18 ja 20 kG/cm² Silindriline osa valmistatakse teraslehest laiusega 2400 mm				
50	3200	3 400	4 800	8 000
100	3200	7 800	12 000	15 200
175	3200	11 400	19 200	22 400
270	3200	18 000	31 200	34 400
2. Vertikaalsed gaasihoidlad				
Gaasi rõhk 2,5; 4; 6; 8; 10; 12,5 ja 16 kG/cm² Silindriline osa valmistatakse teraslehest laiusega 2000 mm				
50	3200	—	4 000	7 200
100	3200	—	10 000	13 200
175	3200	—	20 000	23 200
Gaasi rõhk 16; 18 ja 20 kG/cm² Silindriline osa valmistatakse teraslehest laiusega 2400 mm				
50	3200	—	4 800	8 000
100	3200	—	12 000	15 200
175	3200	—	19 200	22 400

Siin ν — tegur; $\nu = 1{,}3 \ldots 1{,}5$,
$\eta = B/D$ — kere pikkuse ja läbimõõdu suhe,
p — rõhk gaasihoidlas,
γ — terase erikaal.

Optimaalse lahenduse puhul on $B/D \approx 6$, mis omakorda annab

$$D_{opt} = 0{,}575 \sqrt[3]{V} \quad . \quad (3.44)$$

kus V — gaasihoidla maht.

Rõhtne silindriline gaasihoidla toetatakse neljale tugipostile. Selleks et kooriku kere toereaktsiooni tagajärjel liialt ei deformeeruks, asetatakse toeristlõikesse diafragmad.

Terase kokkuhoiu seisukohalt on kõige ökonoomsem kerakujuline gaasihoidla, kus terase kokkuhoid võrreldes silindrilisega on kuni 22%. Kuna kera valmistamine on küllalt töömahukas ning silmas pidades ka raudteegabariiti, kasutatakse kerakujulist gaasihoidlat võrdlemisi harva.

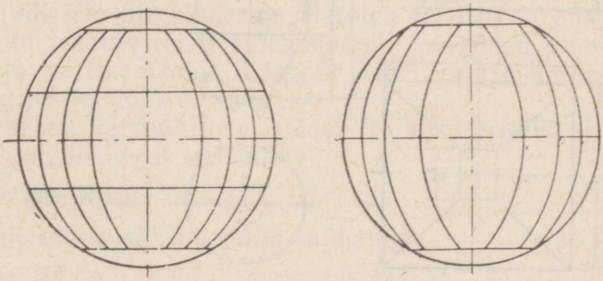
Kerakujulise gaasihoidla seina paksus

$$\delta \geqslant \frac{pD}{4[\sigma]_p \varphi} + C \quad (3.45)$$

kus

$$[\sigma]_p = \frac{\sigma_p}{3{,}5}$$

φ — õmbluse tugevust arvestav tegur,
D — kooriku läbimõõt,
C — korrosiooni arvestav tegur.



JOON. 306

Kerakujulise gaasihoidla kere moodustatakse kas kuumalt stantsitud või külmalt valtsitud elementidest. Kuna eriti paksude lehtede stantsimine on raske, on otsitud uusi teid kere kujundamiseks. Joonisel 306 on toodud näiteid gaasihoidla kere moodustamisest.

Kerakujuline gaasihoidla toetatakse üksikutele postidele. Seejuures peab posti pea padi olema kerale puutujaks.

3.5. PUNKRID JA SILOD

Punkrid ja silod on mahutid sõmerainete (liiv, tsement, lubi jne.) hoidmiseks.

Joonisel 307 on toodud punkri ja silo skeemid.

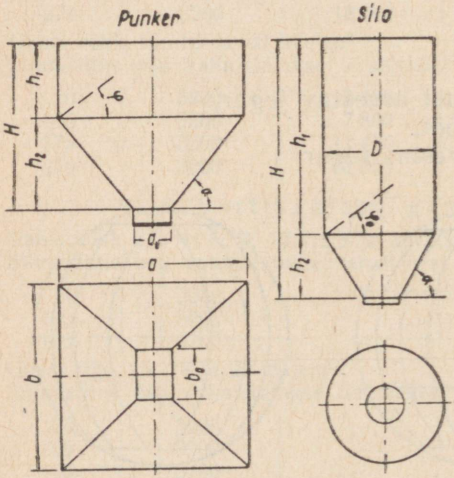
Punkriks nimetatakse mahutit, mille plaani vähim mõõt

$$a \geqslant 1{,}5h_1$$

kus h_1 — punkri vertikaalseina kõrgus.

Nagu jooniselt näeme, koosneb punker vertikaalosast, lehtrist ja põhjalasust. Peale selle kuuluvad punkri juurde veel talad ja postid tema toetamiseks.

Silo on mahuti, mille vertikaalseina kõrgus h_1 ületab silo ristlõike vähima mõõtme enam kui 1,5 korda. Punk-



JOON. 307

rid ja silod võivad esineda üksikkonstruktsioonidena või rühmiti.

Punkri ja silo lehter ja põhjalask võivad olla plaanis kas sümmeetrilised või ebasümmeetrilised. Konstruktiivselt tuleks eelistada sümmeetrilist asetust.

Tavaliselt moodustatakse punkri vertikaalosa ja lehter katmata teraslehtedest. Juhul kui punkris või silos hoitakse materjale, mis tekitavad metalli intensiivset kulumist, kaetakse punkri ja silo sein kattekihiga. Nii kaetakse rauamaagi hoidmiseks määratud silode ja punkrite seinad kas raudbetoon- või puitplaatidega. Mõnikord suurendatakse lehtede paksust kulumist arvestades.

3.5.1. Materjalid

Punkrid ja silod valmistatakse enamasti rahulikust süsinikterasest mark ВСт.3 ГОСТ 380-60. Juhul kui esinevad eriti suured koormused ja raske töörežiim, on otstarbekohane projekteerida punkrid ja silod vähelegeeritud terasest (15ХСНД vms.).

Elementide keevitamisel kasutatakse Ст.3 puhul elektroode Э42, Э42А ja vähelegeeritud terase puhul Э50, Э50А.

Keevitustöödel ja projekteerimisel tuleb eriti silmas pidada, et punkri ja silo sein oleks seestpoolt tasane: jäikusribid tuleb asetada välispinda. Põhiliseks keevisühenduse tüübiks on põkkühendus.

3.5.2. Parameetrid

Punkri või silo projekteerimisel tuleb määrata vastavalt etteantud mahule tema dimensioonid: mõõtmed plaanis, lehtri ja vertikaalseina kõrgus, lehtri seinte kaldenurgad ning põhjalasu ava suurus.

Lehtri seina kaldenurk α oleneb täitematerjalist ja määratakse empiirilisest valemist

$$\min \alpha = \varphi + c$$

kus φ — täitematerjali loomulik kaldenurk,

$c = 5 \ldots 10°$.

Ristkülikulise põhjalasu minimaalseks mõõtmeks võetakse

$$a = \frac{1+n}{2n} k(80 + D)\operatorname{tg}\varphi$$

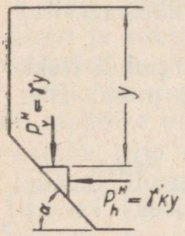
kus D — täitematerjali tüki suurim läbimõõt,
$n = a/b$ — küljepikkuste suhe,
k — parandustegur; $k = 2{,}4 \ldots 2{,}6$.

Ringikujulise põhjalasu läbimõõt

$$d \geqslant 0{,}5k(80 + D)\operatorname{tg}\varphi$$

3.5.3. Koormused

Punkri seinale mõjuvad normatiivsed vertikaal- ja horisontaalkoormused (joonis 308):



JOON. 308

$$p_v^н = \gamma y \tag{3.45}$$

$$p_h^н = \gamma k y$$

kus γ — täitematerjali mahukaal,
y — vaadeldava ristlõike kaugus punkri pinnalt,

$$k = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Koormuse määramisel punkri seinale ei arvestata hõõrdejõude.

Silo seinale mõjuvad normatiivsed vertikaal- ja horisontaalkoormused

$$p_v^н = \frac{p_h^н}{k} = \frac{p_h^н}{\operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} \tag{3.46}$$

$$p_h^н = \frac{a\gamma\varrho}{f}\left(1 - e^{-\frac{y}{\varrho} f k}\right)$$

kus f — hõõrdetegur täitematerjali ja seina vahel,

$\varrho = \frac{F}{u}$ — hüdrauliline raadius (F — ristlõikepindala, u — ümbermõõt),

a — parandustegur; lehtri ja vertikaalseina alumise kahe kolmandiku kõrguse arvutamisel $a = 2$; vertikaalseina ülemise kolmandiku arvutamisel $a = 1$; kivisõesilode puhul $a = 1$.

Hõõrdejõust seinale üleantav vertikaalkoormus

$$p_f^{\text{H}} = f p_h^{\text{H}}$$

Punkri ja silo lehtri seinale risti mõjuv koormus

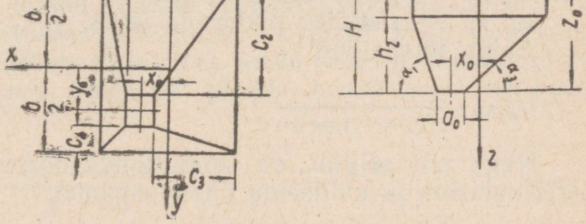
$$p_\alpha^{\text{H}} = p_v^{\text{H}} \cos^2 \alpha + p_h^{\text{H}} \sin^2 \alpha$$

kus α — nurk seina ja horisontaali vahel.

Punkrite ja silode arvutamisel võetakse ülekoormustegur $n = 1{,}3$; töötingimuste tegur: punkri ja silo arvutamisel $m = 0{,}8$; punkrit toetavate postide arvutamisel 0,9.

3.5.4. Punkri geomeetria

Joonisel 309 on kujutatud ebasümmeetriliselt asetatud lehtriga punker, mille mõõtmed plaanis on a ja b, vertikaalseina kõrgus h_1, lehtri kõrgus h_2 ja lehtri külgede kaldenurgad α_1, α_2, α_3 ja α_4. Väljalaskeava mõõtmed on a_0, b_0. Joonisel on kujutatud täisnurkne teljestik, kusjuures põhjalasu tsentri koordinaadid on x_0, y_0, z_0.



JOON. 309

Punkri külje i pikkus

$$l_i = \sqrt{h_2^2 + c_i^2}$$

punkri külgpindala

$$F = 2(a+b)h_1 + \frac{1}{2}[(a_0+a)(l_2+l_4) + (b_0+b)(l_1+l_3)]$$

punkri täielik maht

$$V = V_1 + V_2 = abh_1 + \frac{h_2}{6}[b(a_0+2a) + b_0(2a_0+a)]$$

lehtri seinte kaldenurgad

$$\operatorname{tg}\alpha_i = \frac{h_2}{c_i}$$

punkri raskuskeskme koordinaadid

$$x_c = x_0 h_2 \frac{(a+a_0)(b+b_0)+2a_0b_0}{12V}$$

$$y_c = y_0 h_2 \frac{(a+a_0)(b+b_0)+2a_0b_0}{12V}$$

3.5.5. Täisnurkristlõikega punkrid

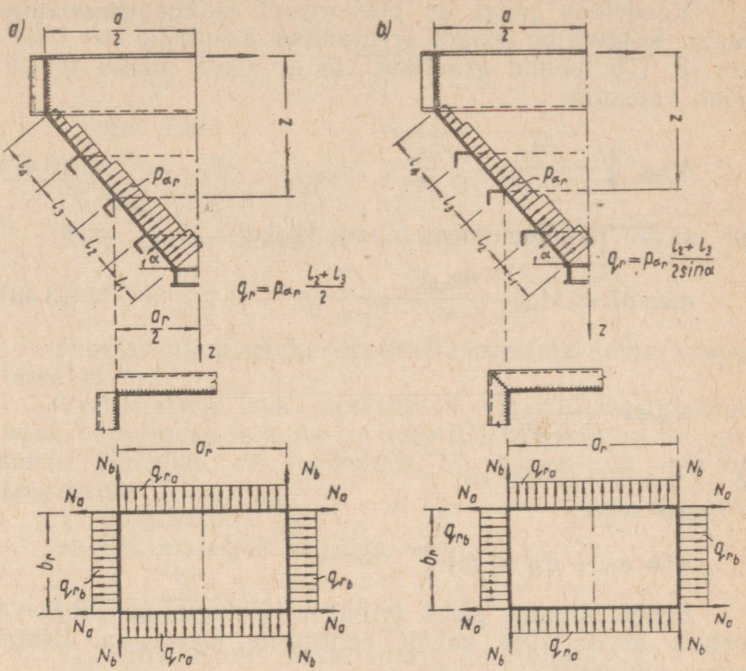
Joonisel 310 on näidatud punkri lehtrile mõjuvad koormused. Punkri lehtri arvutamisel loobutakse sageli omakaalust, sest see on võrreldes täitematerjali koormusega tühine. Lõikes $\alpha - \alpha$ on sein tõmmatud ja painutatud. Seina tõmbejõu saame, kui rakendame tasakaaluvõrrandit $\Sigma Z = 0$. Selle põhjal on

$$N_v = \frac{Q_z}{2(a_z + b_z)}$$

kus Q_z — punkriosa koormus,
a_z, b_z — ristlõike pikkus ja laius.
Seina tõmbejõud

$$N_s = \frac{Q_z}{2(a_z + b_z)\sin\alpha}$$

Nagu siit selgub, on seina tõmbejõud maksimaalne vertikaalseina ja kaldseina ühendusjoonel.



JOON. 310

Joonisel 310 on kujutatud punkri lehtri üks sein, mis kujutab endast trapetsikujulist plaati ja on koormatud lineaarselt muutuva koormusega p_α. Kuna p_α on suhteliselt suur, siis sellise plaadi töötamine ilma teda jäigastamata ei ole otstarbekohane (plaat tuleks liialt paks). Seetõttu asetatakse seina jäikusribid sammuga 1,5 ... 2,0 m. Jäikusribide toimel muutub sein jätkuvaks plaadiks. Arvutuste lihtsustuseks oletatakse, et plaat kahe ribi vahel töötab kui lihttala kahel toel, mille otsad on järeleandmatud. Seejuures võetakse plaadi koormuseks keskmine koormus

$$p_{\alpha k} = \frac{p_{\alpha v} + p_{\alpha p}}{2}$$

Vaadeldav plaat on ühekordselt staatikaga määramatu. Kohane on plaadi arvutamisel kasutada kas I köites lk. 178 toodud graafikut või arvutada plaadi tõmbejõud valemiga

$$N = \sqrt{\frac{E\delta}{1-\mu^2} - \frac{p_{\alpha k}^2 l^2}{24}} \tag{3.47}$$

ja suurim paindemoment plaadi keskel

$$\max M = M_{x0} - \frac{4p_{\alpha k}l^2}{\pi^3} \frac{N}{N_E + N} \tag{3.48}$$

kus

$$N_E = \frac{\pi^2 EI}{(1-\mu^2)l^2}$$

δ — seina paksus.
Pinged seinas

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M \leqslant mR_p^{cв}$$

Lehtri alumine plaat (viimase jäikusribi ja põhjaava vahel) arvutatakse vabalt kontuurile toetuvana. Lehtri seina läbipaine

$$\max f = \frac{4p_{\alpha k}l^2}{\pi^3} \frac{1}{N_E + N} \leqslant \frac{1}{50} l$$

kus l — plaadi sille.

Jäikusribid lehtri seinas arvutatakse paindele ja tõmbele. Joonisel 310 on kujutatud jäikusribidele mõjuvad koormused ja nende arvutusskeemid. Nagu näha, võib jäikusribid paigutada kas nõnda, et ribi vöö asub seinaga risti, või horisontaalselt. Esimene moodus on parem, sest sel juhul võib jäikusribide otsad ühendada, nii et saame kinnise kontuuriga raami, mille jäikus on võrreldes lihttalaga tunduvalt suurem.

Ribi suurim paindemoment

$$\max M = \frac{q_r l_r^{2}}{8}$$

ribi tõmbejõud

$$N_r = \frac{b_r q_r}{2} \quad \text{või} \quad N_r = \frac{a_r q_r}{2}$$

Pinged ribis

$$\sigma_r = \frac{N_r}{F_r} + \frac{M_r}{W_r} \leqslant mR$$

Ribi suurim läbipaine

$$\max f \leqslant \frac{1}{250} l_r$$

Ribi arvutamisel harilikult ei arvestata seina kaasatöötavat osa.

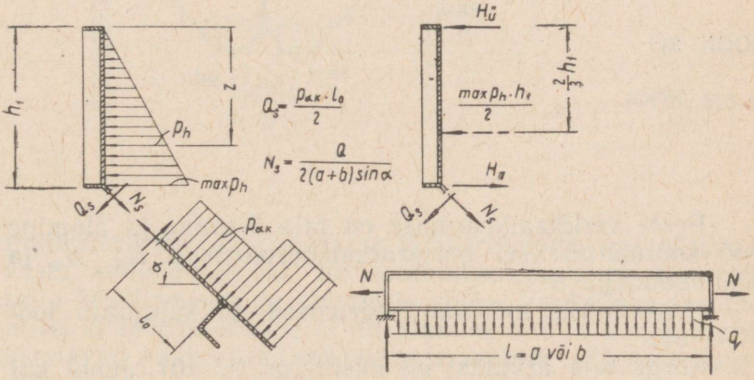
Vertikaalsein ehk punkritalad võtavad vastu kogu punkri koormuse ja annavad selle üle kas seinale või postidele. Harilikult on punkritala nn. kõrge tala, mis on koormatud

1) omakaaluga g;
2) täitematerjali kaaluga

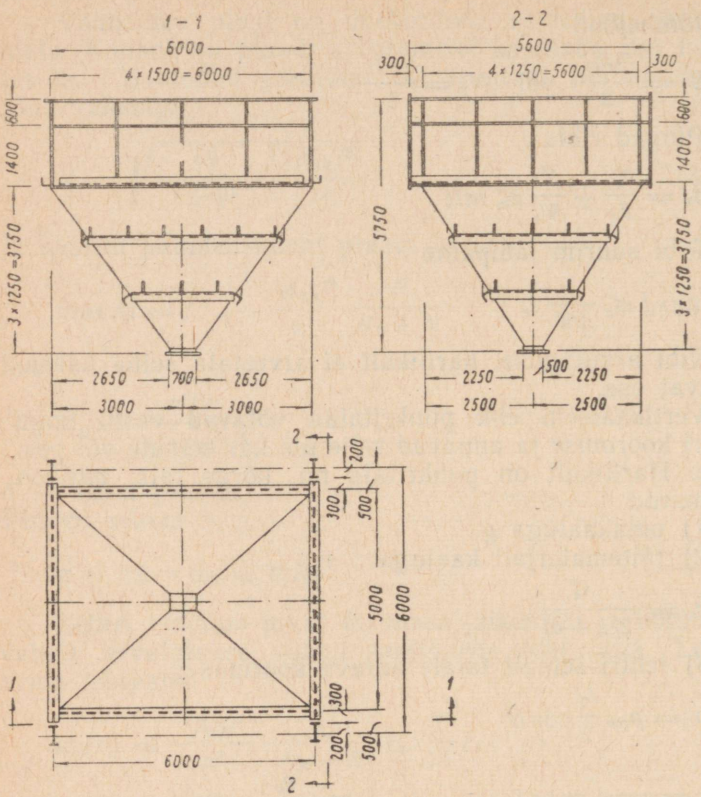
$$p_t = \frac{Q}{2(a+b)}$$

3) lehtri seinalt talale antava koormusega

$$p_l = p_{\alpha k} \frac{l_0}{2} \cos \alpha$$



JOON. 311

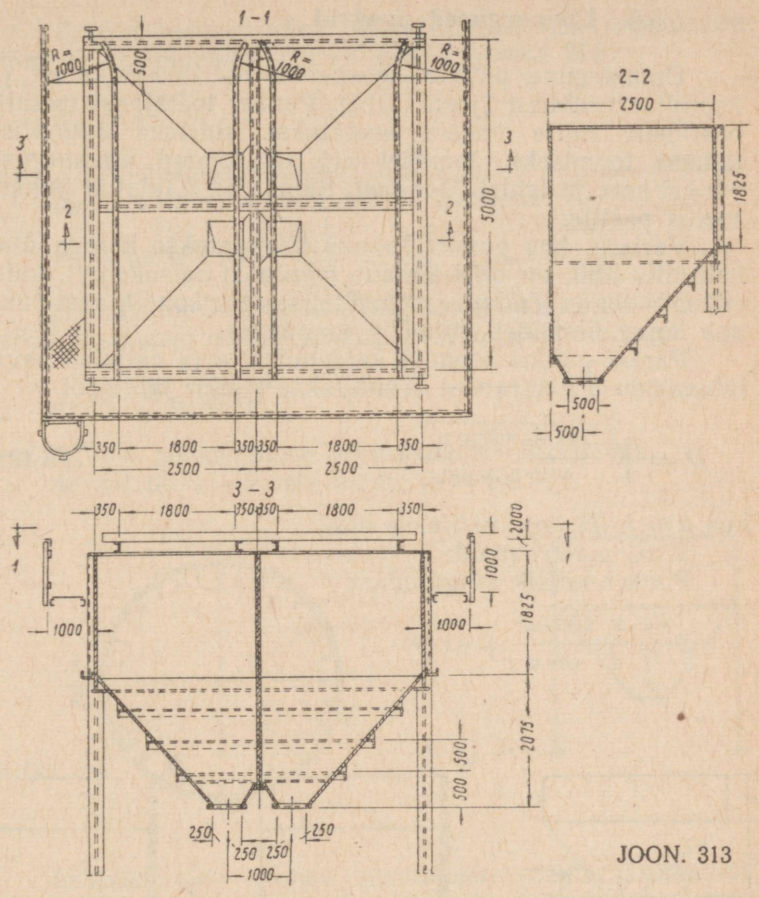


JOON. 312

Peale vertikaalkoormuse on tala ülemine ja alumine vöö koormatud veel horisontaalkoormustega $H_{ü}$, H_{a} ja pikijõududega N.

Punkritalale mõjuvad koormused on kujutatud joonisel 311.

Kõrge tala arvutust on käsitletud lk. 107. Juhul kui punkritala on madal, võib teda arvutada hariliku talana.



JOON. 313

Punkritala sein jäigastatakse jäikusribidega, mis võtavad vastu seinale mõjuva horisontaalkoormuse ja annavad selle üle ülemisele ja alumisele vööle. Punkritala arvutamisel ei tohi unustada, et nii alumine kui ka ülemine vöö kannavad ka horisontaalkoormust seinale mõjuvast külgrõhust.

Joonistel 312 ja 313 on toodud näiteid punkritest.

3.5.6. Ümmargused punkrid

Ümmargune punker koosneb silindrilisest kerest ja koonilisest lehtrist (joonis 314). Punker toetatakse metallpostidele, mille vahele asetatakse sidemed ruumilise jäikuse loomiseks. Joonisel 315 on toodud ümmarguse punkri kere ja lehtri ühendusi. Samas on näidatud punkri toetus postile.

Variant, kus punkri koonus ühendatakse kerega ülekatteliite abil, on eriti kohane montaaži seisukohalt, kuid vähem kohane jõudude vastuvõtmise seisukohalt, sest puudub sujuv üleminek silindrilt koonusele.

Pärast punkri koonuse kaldenurga α ja väljalaskeava läbimõõdu d määramist arvutatakse punkri läbimõõt

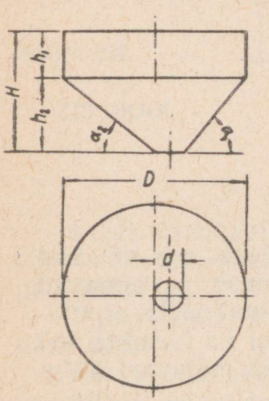
$$D = \sqrt[3]{\frac{24V + \pi d^3 \operatorname{tg} \alpha}{\pi(\operatorname{tg} \alpha + 6k)}} \qquad (3.49)$$

kus $k = h_1/D$, mis valitakse ette;

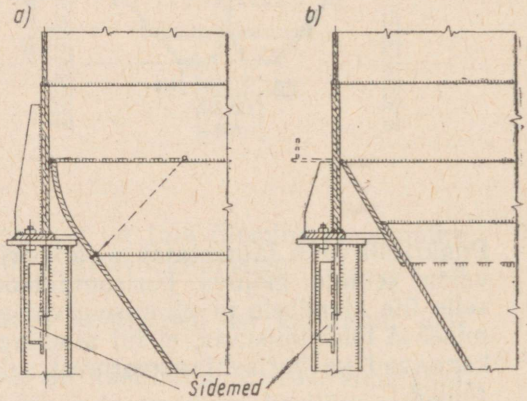
V — punkri maht.

Punkri täielik külgpindala

$$S = \frac{\pi}{4} \frac{D^2 - d^2}{\cos \alpha} + \pi k D^2$$



JOON. 314



JOON. 315

Punkri seinaks olev silindriline koorik arvutatakse tõmbele. Tõmbejõud kooriku seinas (joonis 316)

$$N_\varphi = \frac{np_h D}{2}$$

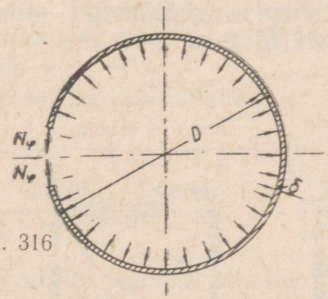
kus n — ülekoormustegur; $n = 1{,}3$;
p_h — silindri seinale mõjuv koormus:

$$p_h = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

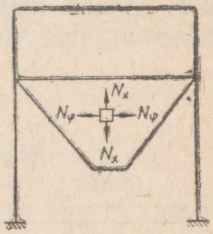
Silindriline koorik moodustatakse üksikutest vöödest, vööd üksikutest lehtedest. Pinged lehe põkkõmbluses

$$\sigma_h = \frac{N_\varphi}{\delta} \leqslant mR_p^{cв}$$

kus $R_p^{cв}$ — põkkõmbluse arvutuslik tõmbetugevus.
m — töötingimuste tegur; $m = 0{,}8$.



JOON. 316



JOON. 317

Lehtriks olev koonus arvutatakse membraaniteooria järgi. Koonuse keskpinnal tekkivad aheljõud (vt. joonis 317)

$$N_x = \frac{np_h D_z}{2 \sin \alpha}; \quad N_\varphi = \frac{Q_z}{\pi D_z \sin \alpha}$$

kus D_z — koonuse läbimõõt vaadeldavas lõikes;
p_h — punkriosa koormus;

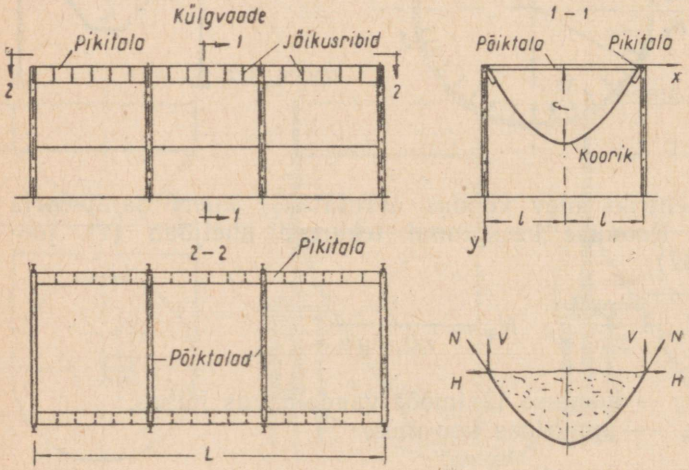
$$p_h = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Koonilise osa ja silindri ühenduskohas tekib ääreefekt, mis oleneb ühendusviisist. Ääreefekti pehmendamiseks tuleks eelistada joonisel 315, *a* toodud varianti. Selleks et silindri alumine vöö ei kaotaks oma stabiilsust (koonuse poolt tekitatud tõmbest $N_v = Q \operatorname{ctg} \alpha/2\pi D$), tehakse alumine vöö paksem.

Punkrit toetavad postid arvutatakse tsentrilisele survele. Kuna postid võivad olla ka ebaühtlaselt koormatud, võetakse postide arvutamisel ülekoormustegur $n = 1{,}3$. Postide vahele asetatakse sidemed, mis võtavad vastu tuulekoormuse ja väldivad postide nõtkumist.

3.5.7. Paraboolsed punkrid

Joonisel 318 on kujutatud paraboolse ristlõikega punker, mis koosneb kerest, pikitaladest, põiktaladest ja postidest. Nagu jooniselt näha, kujutab paraboolne punker endast lahtist kuupparaboolse ristlõikega silinderkoorikut, mis töötab peamiselt tõmbele.



JOON. 318

Parabooli võrrand on:

$$y = \frac{3}{2} f \left(\frac{x}{l}\right)^2 \left(1 - \frac{1}{3}\frac{x}{l}\right) \tag{3.50}$$

kus l — pool sillet,
f — maksimaalne kõrgus.
Ristlõikepindala

$$F = \frac{5}{4} fl$$

Punkri maht

$$V = \frac{5}{4} flL$$

kus L — punkri pikkus.
Suurim koormus punkri keskel

$$\max p = \frac{5}{4} \gamma f \tag{3.51}$$

kus γ — täitematerjali mahukaal.
Joonisel 318 on toodud paraboolse punkri arvutusskeem.
Kooriku reaktsioonid

$$V = \frac{\max p \cdot f}{2} = \frac{5}{8} \gamma f l$$

$$H = \frac{\max p\, l^2}{3f} = \frac{5}{12} \gamma l^2$$

Kooriku suurim sisejõud

$$\max N = \sqrt{V^2 + H^2} = \frac{5}{12} \gamma l^2 \sqrt{1 + \left(\frac{3}{2}\frac{f}{l}\right)^2}$$

Pinged põkkõmbluses

$$\max \sigma_k = \frac{\max N}{\delta} \leqslant m R_p^{\text{cв}}$$

Kooriku seina paksus

$$\delta \geqslant \frac{n}{m} \frac{\max N}{R_p^{\text{cв}}} = \frac{n}{m} \frac{5}{12} \frac{\gamma l^2}{R_p^{\text{cв}}} \sqrt{1 + \left(\frac{3}{2}\frac{f}{l}\right)^2} \tag{3.52}$$

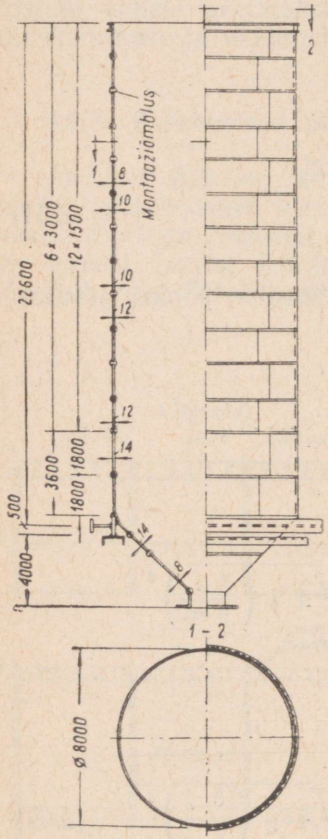
kus n — punkri ülekoormustegur; $n = 1{,}2$;
m — töötingimuste tegur; $m = 0{,}8$.

3.5.8. Silod

Metallsilosid kasutatakse metallurgias, ehitusmaterjalide tööstuses ja keemiakombinaatides.

Silo koosneb silindrist, koonusest ja postidest. Joonisel 319 on toodud ümmarguse silo külgvaade ja lõige.

Silo silindriline osa arvutatakse ja dimensioonitakse tõmbele:



JOON. 319

$$N_\varphi = \frac{n p_h D}{2}$$

kus n — ülekoormustegur;
$n = 1{,}3$;
p_h — rõhk seinale;

$$p_h^H = \gamma z \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$$

D — silo läbimõõt.

Lisaks tõmbele on silo sein hõõrdejõudude tagajärjel surutud jõuga

$$N_x = \gamma_y n \varrho \left[1 - \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right] \tag{3.53}$$

Silo seina kontrollitakse stabiilsusele valemiga

$$\sigma = \frac{N_x}{\delta} \leqslant \sigma_{kr} = k\frac{E\delta}{R}$$

kus varutegur $k = 2{,}35$;
δ — seina paksus.

Silo koonus arvutatakse samuti nagu ümmarguse punkri koonus.

3.6. SUURE LÄBIMÕÕDUGA TORUSTIKUD

Suure läbimõõduga torusid ($d \geqslant 0{,}6$ m) kasutatakse gaaside, vedelike, sõmerainete jne. transportimiseks. Torustikud jaotatakse järgmistesse rühmadesse:

1) magistraaltorustikud gaaside, naftasaaduste, vee jne. juhtimiseks;
2) tehasetorustikud gaaside, nafta jne. juhtimiseks;
3) hüdrotehniliste ehitiste torustikud;
4) soojus- ja aatomielektrijaamade torustikud;
5) torustikud sõmerainete transportimiseks;
6) dükkerid ja tunnelid.

Torustik võib asuda kas maa all või maa peal spetsiaalsetel tugedel. Suure läbimõõduga torud valmistatakse:

a) terasest mark ВСт.3 või 10Г2СД, 14ХГС, kui temperatuur torustikus on piirides $-40° \ldots +30°$ ja siserõhk $p \leqslant 90$ kG/cm^2, kusjuures puudub intensiivne korrosioonioht;

b) terasest mark 10Г2 või 09Г2ДТ, kui töötemperatuur $T \leqslant -70°$ C;

c) terasest mark М20 (ГОСТ 1050-57) ja 30ХМА (ГОСТ 4543-57), kui siserõhk $p \leqslant 700$ kG/cm^2 ja töötemperatuur $T = -50 \ldots +350°$;

d) roostevabast terasest mark IX18H9T (ГОСТ 7350-55), kui on olemas korrodeeriv keskkond.

Torustiku projekteerimisel peetagu silmas, et ökonoomse lahenduse saame juhul, kui:

1) kasutame suure läbimõõdu ja suure siserõhuga torusid,
2) kasutame kõrgtugevaid teraseid,
3) jätkude arv torustikus on minimaalne,
4) maapealsete torude puhul kasutatakse suuri sildeid ja kui torud on seejuures isekandvad,
5) maa-alused torud valmistatakse alumiiniumisulamitest.

Suure läbimõõduga torud valmistatakse spetsiaaltehastes automaatkeevitusega. Montaažielemendi pikkus $l \leqslant 18$ m, kui $d \leqslant 3{,}25$ m.

Kui toru $d > 3{,}25$ m (mittegabariitne element), valmistatakse toru ehitusplatsil.

3.6.1. Torustiku dimensioonimine

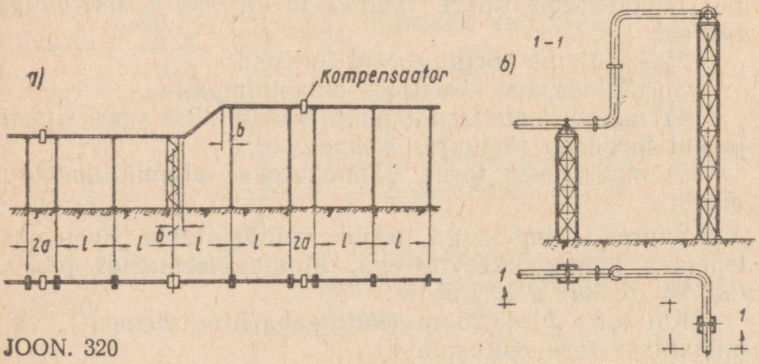
Torustiku läbimõõdu määrab harilikult tehnoloog. Üldiselt määratakse toru läbimõõt tehnilis-majanduslike kaalutlustega, kusjuures arvestatakse nii torustikule kuluvat metallihulka kui ka valmistamise keerukust. Võrdlusarvutused näitavad, et üks suure läbimõõduga toru on mitmest peenemast torust ökonoomsem. Maapealse torustiku hinda mõjutab eriti tugede vahekaugus. Kohane on valida tugede vahekaugus selline, et võiksime kasutada toru kandeelemendina.

Joonisel 320 on toodud maapealse gaasimagistraali skeem, kus torustik toetub metallpostidele.

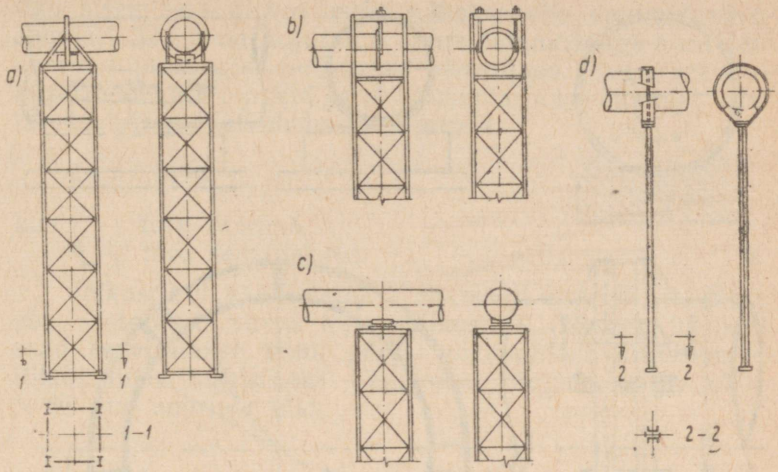
Joonisel 321 on kujutatud gaasitorustiku tugesid. Kui torustiku pikkusel toru seinapaksus muutub, jäetakse toru väline läbimõõt konstantseks. Selleks et torustik võiks pikisuunas paigutuda, nähakse ette kompensaatorid. Viimaste vahekaugus oleneb temperatuuri muutusest, toru ristlõikest, pikijõudude olemasolust jne.

Joonisel 322 on toodud kompensaatorite skeeme: elastne kompensaator torule läbimõõduga 0,6 ... 3 m (*b*) ja tihendtüüpi kompensaator suure läbimõõduga toru jaoks (*a*).

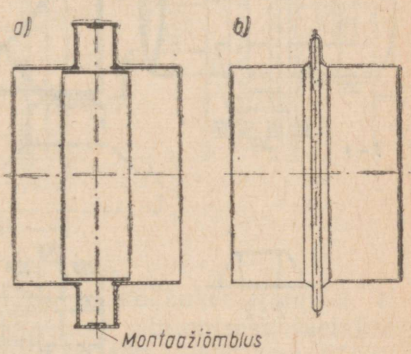
Torustik toetub tugedel spetsiaalsetele tugiosadele:
— kui $d < 0{,}6$ m, siis sadulale (joonis 323, *a*)
— kui $d = 0{,}6 \ldots 1{,}5$ m, siis liugtoele (joonis 323, *b*)
— kui $d > 1{,}5$ m, siis rullidele (joonis 323, *c*).



JOON. 320



JOON. 321

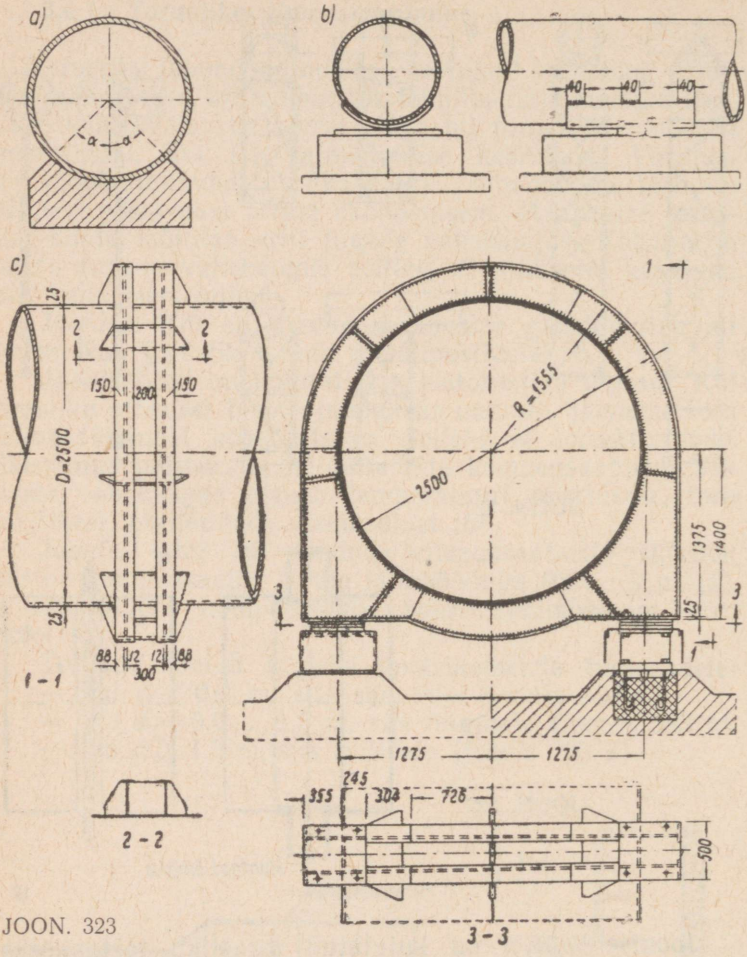


JOON. 322

Joonisel 324, *a* on kujutatud torustiku toetamiseks määratud tugirõngas.

Torude paigutamisel tuleb silmas pidada, et keevitatud torujätk ei satuks toetuskohale, sest seal on paindepinged kõige suuremad. Soovitav on valida jätku kauguseks toest

$$l' \geqslant 0{,}2l$$
$$l' \geqslant 1\ \text{m}$$



JOON. 323

Torud jätkatakse elekterkäsikeevitusega. Oluline on seejuures, et torustikus ei oleks järske üleminekuid (takistusi). Üleminek ühelt torult teisele olgu sujuv.

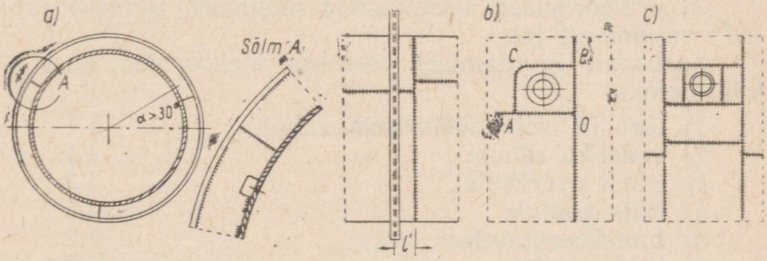
Selleks et suure läbimõõduga toru kui õhukeseseinaline koorikkonstruktsioon ei kaotaks oma stabiilsust, asetatakse tema seinale tugevdusrõngad (jäikusribid). Torus-

tiku sisemiseks ülevaatuseks nähakse ette vaatlusluugid. Joonisel 324, *b* on kujutatud suure läbimõõduga toru jäikusribid ja luugid. Selleks et vähendada rõnga keevitamisel tekkivaid pingeid ja et võimaldada keevitamist, asetatakse rõngas jätkukohast kaugusele

$$l' \geqslant 0{,}6\sqrt{r\delta}$$

kus r — toru raadius,
δ — toru seinapaksus.

Jäikusribid valmistatakse enamasti L-profiilist, mille vöö asetatakse vastu toru. Jäikusribi (rõnga) üksikud osad keevitatakse kinni pärast pikiõmbluse keevitamist. Pikiõmbluse tegemiseks lõigatakse rõngast välja 80 × × 80 mm suurune tükk.



JOON. 324

Selleks et jäikusribi jätkude kokkukeevitamisel ei tekiks temas suuri pingeid õmbluse jahtumisest, jäetakse jäikusribi mõlemalt poolt jätku ca 400 . . . 500 mm pikkuselt toru seina külge keevitamata. See osa keevitatakse kinni pärast jäikusribi jätkamist.

Eriti otstarbekohane on kasutada jäikusribisid maa-aluste torude puhul, mille $d > 1{,}5$ m. Nimelt võib tekkida olukord, kus torustikus siserõhk puudub; sel puhul on toru koormatud välisrõhuga, mille tagajärjel võib toru sein kaotada oma stabiilsuse.

3.6.2. Torustiku arvutamine

Torustiku arvutamisel vaadeldakse järgmisi koormusi:

1) põhikoormused: omakaal, lisakoormus tolmust jne., vedeliku kaal ühes hüdraulilise löögi arvestamisega, gaasi rõhk, torustiku läbimõõdu muutusest ja painetest tekkivad pikijõud, kompensaatorite äärtele mõjuvad jõud, tugede hõõrdumisest tekkivad lisakoormused, hõõrdejõud vedeliku ja toru seina vahel, temperatuurimõjud; maa-alustele torudele mõjuv pinnasekoormus, tugede ebaühtlane vajumine jne.;

2) lisakoormused: vaakum, siserõhu suurenemine reguleerimisseadmete rikke puhul, tuulekoormus, koormus jäätumisest, torustiku veega proovimise tagajärjel tekkivad koormused; montaažil ja demontaažil tekkivad koormused, põhjaveest tekkivad koormused jne.;

3) erikoormused seismilistest mõjudest, pinnase järsust vajumisest jne.

Torustiku arvutamisel võetakse ülekoormusteguri n väärtusteks:

1) toru ja isolatsiooni omakaalule	1,1
2) vedeliku rõhule	1,1
3) gaasi siserõhule	1,2
4) täite kaalule	1,3
5) tuulekoormusele	1,2
6) jäätumisele	1,2
7) kondensaadi, tolmu jne. koormustele	1,1
8) temperatuurimõjudele	1,1

Torude arvutamisel võetakse töötingimuste teguri m väärtuseks:

pingekontsentratsiooni arvestamata 0,7 ... 0,9

pingekontsentratsiooni arvestades 1,5.

Torustikule mõjuv koormus oleneb torustiku liigist.

Maapealne torustik. Juhul kui toru läbimõõt $d \leqslant$ $\leqslant$ 1,5 m, võib seda arvutada omakaalule, vedeliku rõhule jne. kui tala, mis toetub kahele toele. Paindepinged

$$\sigma = \frac{\max M}{W} \leqslant mR$$

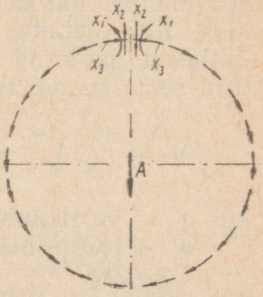
Juhul kui torustik on koormatud veel gaasi rõhuga, tuleb seda arvestada.

Seejuures võetakse toereaktsioonid vastu spetsiaalsete rõngastega, mis on koormatud nihkejõudude ja toereaktsioonidega. Rõnga arvutamisel on kohane kasutada jõumeetodit (joonis 325).

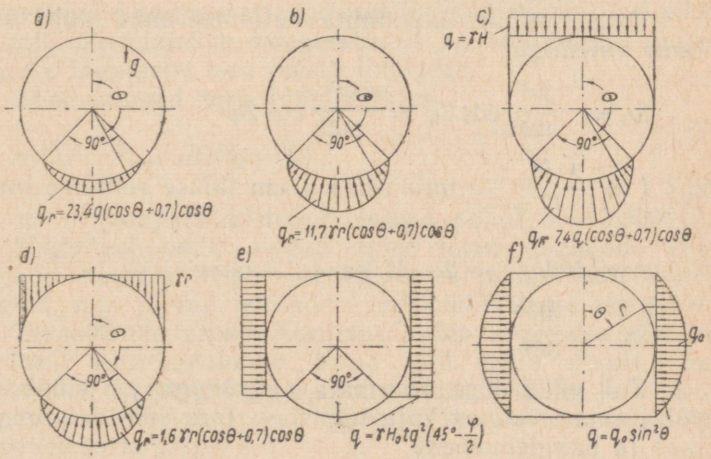
Vaakumi tagajärjel võib torustik kaotada stabiilsuse ja välja nõtkuda. Kui toru läbimõõt ületab 1,5 m, tuleb teda arvutada kui silindrilist koorikut.

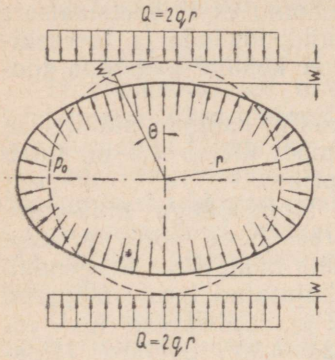
Maa-alune torustik. Suure läbimõõduga maa-aluse torustiku arvutamisel on otstarbekohane võtta arvesse elastse keskkonna mõju torule, mis mõnevõrra kergendab toru töötamist. Joonisel 326 on kujutatud torule mõjuvad koormused. Toru, mille $d > 1{,}2$ m, asetatakse liiv- või kruusalusele, mille toetusnurk $2\alpha = 90°$. Seejärel täidetakse torupealne kihtide kaupa ja tihendatakse. Sellise

JOON. 325



JOON. 326





JOON. 327

koormamise juures toru deformeerub — ring muutub ellipsiks. Kui oletada, et lõpmata pikk toru on koormatud ühtlaselt jaotatud koormusega (joonis 327), arvutame toru seina paindemomendi valemist

$$M_1 = \frac{qr^2}{\pi}\left(\frac{\pi}{4} - \pi\frac{\sin^2\varphi}{2}\right) = \frac{Qr}{8}\cos 2\varphi \qquad (3.54)$$

kus φ — vertikaali ja vaadeldava punkti vaheline nurk;
q — torule mõjuva koormuse intensiivsus;
$Q = 2rq$
r — toru raadius.

Toru ristlõike keskpinna deformeerunud kuju arvutame valemiga

$$w_1 = \frac{pr^4}{12EI}\cos 2\varphi = \frac{Qr^3}{24EI}\cos 2\varphi$$

kus $I = \frac{1 \cdot \delta^3}{12}$ — toru seina 1 cm laiuse ristlõike inertsmoment.

Avaldades $\cos 2\varphi$ M kaudu, saame

$$w_1 = \frac{M_1 r^2}{3EI}$$

Kui nüüd toru koormata siserõhuga p, püüab toru võtta oma esialgset kuju tagasi — toru sein deformeerub taas ja paindemoment

$$M_2 = -pr^2 w$$

kus w — toru seina radiaalne paigutis väliskoormusest ja siserõhust.

Analoogiliselt eeltooduga on antud juhul

$$w = \frac{Mr^2}{3EI}$$

kus M on otsitav moment.

Kasutades jõudude mõju sõltumatuse printsiipi, arvutame toru seina paindemomendi avaldisest

$$M = M_1 + M_2 = M_1 - pr^2 w = M_1 - pr^2 \frac{Mr^2}{3EI}$$

Nii saame lõplikul kujul

$$M = kM_1$$

kus tegur

$$k = \frac{1}{1 + \frac{pr^3}{3EI}}$$

Nagu eeltoodust selgub, vähendab elastse keskkonna arvessevõtmine mõnevõrra toru seinas tekkivaid pingeid.

Maa-aluste torude arvutamisel tuleb arvestada veel temperatuuri muutusest tekkivaid pingeid. Nimelt kui pikk torustik ühendatakse temperatuuril t_1, siis temperatuuri languse tagajärjel toru püüab lüheneda.

Tõmbepinged toru jätkõmbluses

$$\sigma_T = \frac{N_t}{F_t} = \alpha E (t_1 - t_2)$$

kus α — joonpaisumistegur; terase puhul $\alpha = 0{,}000012$.

Nagu eeltoodust selgub, tuleb torud ühendada võimalikult madalal temperatuuril, et ei tekiks liialt suuri pingeid, mis võivad tekitada keevisõmblustesse pragusid.

Terastorude dimensioonimisel võib arvesse võtta ka plastseid deformatsioone. Kuna toru seina element on koormatud pikipingetega σ_1, rõngaspingetega σ_2 ja nihkepingetega τ, tuleb tema tugevust kontrollida neljanda tugevusteooria järgi, s. o.

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 - \sigma_1\sigma_2 + 3\tau^2} \leqslant \sigma_T$$

kus

$$\sigma_1 = \frac{N_1}{\delta}; \quad \sigma_2 = \frac{N_2}{\delta} \pm \frac{6M_2}{\delta^2}; \quad \tau = \frac{T}{\delta}$$

Siin N_1 — pikisisejõud,
N_2 — radiaaljõud,
T — nihkejõud,
M — paindemoment.

Nagu eespool märgitud, kontrollitakse suure läbimõõduga toru ka vaakumile, mille tagajärjel võib toru kaotada oma stabiilsuse. Eriti kehtib see maa-aluse toru kohta, mis lisaks vaakumile on koormatud väliskoormusega p.

Kriitiline koormus, mille juures toru kaotab oma stabiilsuse, avaldub:

$$p_{kr} = \frac{(n^2 - 1)EI}{br^3} + \frac{kr}{n^2 - 1} \tag{3.55}$$

kus n — meelevaldne täisarv, mis annab minimaalse p_{kr},
EI — 1 cm laiuse toru jäikus,
r — toru raadius,
k — keskkonda arvestav tegur.

Maapealse toru puhul, mis toetub üksikutele postidele, tuleb kontrollida, kas toru survetsoon ei nõtku välja:

$$\max \sigma \leqslant \sigma_{kr} = 0{,}22 \frac{E\delta}{r}$$

Kui toru sein osutub liialt õhukeseks, on otstarbekohane asetada seinale jäikusribid.

Tugirõngas kui kinnise kontuuriga element on antud koormuse juures kahekordselt staatikaga määramatu. Tema arvutusskeem on toodud joonisel 326.

Torult antakse rõngale üle nihkejõud

$$T = \frac{A}{\pi^2} \sin \varphi$$

Kohane on rõnga arvutamisel kasutada raamatus [39] toodud valemeid.

4. MASTID

Mastideks nimetatakse kõrgeid ehitisi või konstruktsioone, mille horisontaalmõõde on kõrgusest oluliselt väiksem. Masti koormuste üldises bilansis on tähtis koht atmosfäärikoormustel, eriti tuulekoormusel. Metallmastide hulka kuuluvad raadio- ja televisioonimastid, raadioreleeliinide mastid, kõrgepinge- ja teiste elektri- ning sideliinide mastid, geodeetilised ja muud vaatlustornid, puurtornid, galeriide, suusahüppetrampliinide ja köisteede toed, tõstevahendite mastid jms.

Konstruktsioonilt jagunevad metallmastid tornmastideks ja vantmastideks. Vantidega mastid on reeglina ökonoomsemad, kuid nõuavad suhteliselt suurt territooriumi. Tornmast kujundatakse tavaliselt kas kolme- või neljatahulise, suure kõrguse puhul mõnikord ka kuuetahulise ruumilise sõrestikuna (joon. 328, *a*). Vantidega masti tüvi moodustatakse kas täisseinalise toru või ruumilise sõrestikuna (joon. 328, *b*). Vandid nähakse ette kolmes või neljas suunas (kooskõlas masti tüve tahkude arvuga).

Mastid töötavad kas iseseisva konstruktsioonina (raadio- ja televisioonimastid, vaatlustornid jms.) või moodustavad teiste mastide ja trosside või muude sildeehitistega ühise süsteemi (kõrgepingemastid, galeriide ja köisteede toed jms.). Iseseisvalt töötavate mastide puhul on olulise tähtsusega mastile endale mõjuv tuulekoormus. Seepärast tuleb masti tüve elemendid kujundada voolujoonelisena. Eriti sobivaks osutuvad toruprofiilid. Iseseisvalt töötavates mastides annab kolmetahuline variant enamasti ökonoomsema lahenduse, kuid on konstruktiivselt mõnevõrra tülikam. Ebasobivaks osutub kolmetahuline variant juhul, kui masti tüvi töötab väändele.

Üldiste soovituste andmine kandurite süsteemi koosseisus töötava masti kujundamiseks on raskem, kuna masti töötamine oleneb suurel määral koormuste jaotusest. Nii näiteks on kõrgepingeliini vahemastidel valdavaks koormuseks masti ja juhtmete omakaalu kõrval mastile ja juhtmetele mõjuv tuulesurve, ankurdus- ning nurgamastide korral aga juhtmete tõmme.

Mastide projekteerimisel tuleb arvestada esimest piirolukorda tugevuse, stabiilsuse ja väsimuse järgi ning teist piirolukorda deformatsioonide (masti otsa horisontaalpaigutise ja pöördenurkade) järgi.

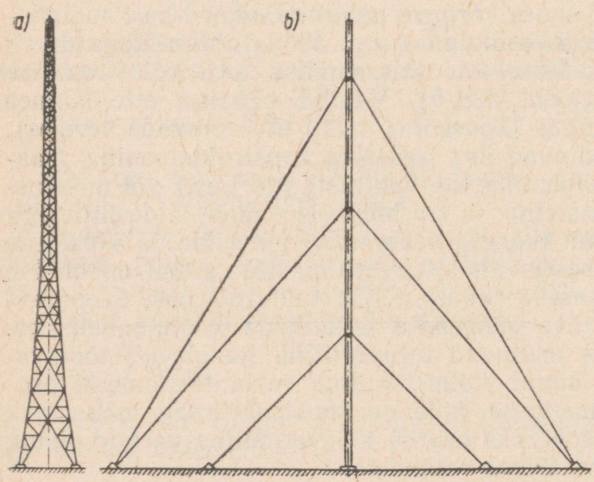
Mastide sisejõudude määramisel vaadeldakse koormuste põhi-, lisa- ja erikombinatsiooni. Koormuste põhikombinatsiooni tuleb vaadelda kolmes variandis:

1) omakaal + juhtmete ja vantide tõmme (eelpinge), arvestades pingestamise täpsuse tegurit 1,1;

2) omakaal + juhtmete ja vantide tõmme + tuulekoormus;

3) omakaal + juhtmete ja vantide tõmme + koormus jäitest (mastil ja juhtmetel) + jäitele vastav tuulekoormus (25% maksimaalsest arvutuslikust) + lumekoormus platvormidel pinnaga üle 15 m^2.

Koormuste lisakombinatsioonis esinevad lisaks oma-



JOON. 328

kaalule, juhtmete ja vantide tõmbele ning tuulekoormusele:

1) temperatuurimõjud;
2) montaažikoormused.

Tuule- ja montaažikoormust ning temperatuurimõju võetakse koormuste lisakombinatsioonis arvesse kombinatsioniteguriga 0,9.

Koormuste erikombinatsioonis esinevad lisaks omakaalule, juhtmete ja vantide tõmbele:

1) seismilised koormused + 30% maksimaalsest tuulekoormusest;
2) lõhkamistöödel esineva plahvatuse mõju + 25% maksimaalsest tuulekoormusest;
3) juhtmete ühepoolne purunemine + maksimaalne tuulekoormus;
4) juhtmete ühepoolne purunemine + koormus jäitest + jäitele vastav tuulekoormus (25% maksimaalsest).

Erikombinatsioonis arvestatakse kõiki koormusi peale omakaalu ning vantide ja juhtmete tõmbe kombinatsioniteguriga 0,8.

Ülekoormustegurid võetakse vastavalt tabelile 4.1.

Tabel 4.1

Mastide ülekoormustegurid

Koormus	Ülekoormustegur n
Konstruktsioonide ja seadmete omakaal	1,1 või 0,9*
Soojaisolatsioonimaterjalide omakaal	1,2 või 0,9*
Vantide ja juhtmete tõmme (eelpinge)	1,1 või 0,9*
Tuulekoormus	1,3
Jäite kaal	1,2
Lumekoormus	0,5
Seismilised mõjud	1,0
Õhutemperatuuri mõju	1,0
Montaažikoormused	1,2
Vantide ja juhtmete purunemine	1,2
Vundamentide omakaal	1,1 või 0,9*
Pinnase omakaal	1,2 või 0,8*

* Ülekoormustegurit $n < 1$ arvestatakse juhul, kui antud koormus mõjub konstruktsiooni või elemendi kandevõimele soodsalt.

Masti esialgne omakaal määratakse ligikaudsete arvutuste, empiiriliste valemite või analoogiliste projektide järgi.

Juhtmetelt mastile ülekantavate koormuste määramisel vaadeldakse juhtmeid elastsete niitidena (vt. 1.12.1), mis on koormatud omakaalu, tuulekoormuse ja jäitega ning võivad temperatuurimuutuse toimel pikeneda või lüheneda.

Arvutuslik tuulekoormus masti, juhtme või vandi k-ndale elemendile määratakse valemist

$$P_k = q_k S_k + M_k \sqrt{\sum_{i=1}^{s} \zeta_i^2 \eta_{ik}^2} \tag{4.1}$$

$$\eta_{ik} = \frac{\alpha_i(x_k) \sum_{j=1}^{r} \alpha_i(x_j) q_j S_j m_j}{\sum_{j=1}^{r} \alpha_i^2(x_j) M_j} \tag{4.2}$$

kus $q_j = q_0 k_j c_j n$ — arvutuslik tuulerõhk j-ndale elemendile,

q_0 — tuule normatiivne rõhk, mis oleneb geograafilisest rajoonist [64] ja määratakse tabelist 4.2,

k_j — kõrguse parandustegur, mis määratakse tabelist 4.3,

c_j — konstruktsiooni või elemendi kujust olenev takistustegur,

n — ülekoormustegur,

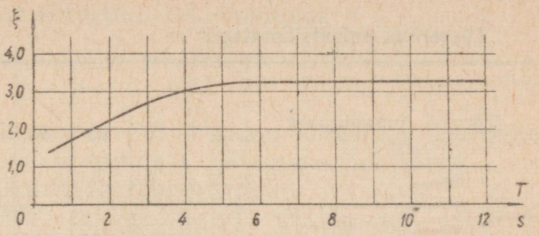
S_j — j-nda elemendi projektsiooni pindala,

M_j — j-nda elemendi mass ts²/m,

ζ_i — dünaamikategur, mis määratakse olenevalt konstruktsiooni omavõnke i-nda vormi perioodist T_i jooniselt 329,

η_{ik} — konstruktsiooni omavõnke i-ndast vormist ja k-nda elemendi massi asukohast olenev tegur,

m_j — j-nda elemendi pulsatsioonitegur vastavalt tabelile 4.4,



JOON. 329

$\alpha_i(x_k)$, $\alpha_i(x_j)$ — konstruktsiooni omavõnke i-nda vormi suhtelised ordinaadid vaadeldavas lõikes k ning kõigis lõigetes j, kus on keskendatud vastavad massid M_j.

Juhtudel, kui võnkumisel on määravaks ainult põhitoon, on tuulekoormus k-ndale elemendile

$$P_k = q_k S_k + M_k \zeta_1 \eta_{1k}$$

Tabel 4.2

Tuule normatiivne rõhk q_0 kõrgusel kuni 10 m (СНиП II-А.11-62)

Rajoon	I	II	III	IV	V	VI	VII
q_0 kG/m²	27	35	45	55	70	85	100

Tabel 4.3

Tuulerõhu suurendustegurid kõrgustele üle 10 m

Kõrgus maapinnast m	⩽ 10	20	40	100	⩾ 350
Suurendustegur	1,0	1,35	1,8	2,2	3,0

Märkus. Vahepealsete kõrguste jaoks määratakse suurendustegur lineaarse interpolatsiooni teel. Üksiku kuni 10 m kõrguse tsooni ulatuses võib parandusteguri lugeda konstantseks ning määrata tsooni keskmise punkti järgi. Vantidega masti tuulekoormuse võib lugeda konstantseks ühe silde ulatuses. Vandi tuulekoormuse võib lugeda konstantseks tervel vandipikkusel ning määrata vandi pikkuse 2/3 kõrgusel.

Tabel 4.4

Tuulerõhu pulsatsioonitegur m

Kõrgus maapinnast m		≤ 20	40	60	80	100 ... 200	200 ... 300	300 ... 400	> 400
Pulsatsioonitegur	ehitistele	0,35	0,32	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,10
	juhtmetele ja vantidele	0,25	0,22	0,20	0,18	0,15	0,12	0,10	0,08

Teguri c määramisel mastidele või nende elementidele tuleb juhinduda järgmisest.

Ruumilise sõrestiku (vt. joon. 330)

$$c_r = c_s(1 + \eta) \tag{4.3}$$

kus c_s — masti ühe tahu (tasapinnalise sõrestiku) takistustegur,

η — masti tuulealuste tahkude mõju arvestav tegur vastavalt tabelile 4.5.

Tabel 4.5

Teguri η väärtused

φ	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	1,0
η	1,0	0,85	0,68	0,50	0,33	0,15	0,15

Märkused. 1. $\varphi = \Sigma f_i/S$ — sõrestiku täitetegur.

2. Teguri η väärtused φ väärtuste vahemikus $0{,}1 < \varphi < 0{,}2$ määratakse lineaarse ekstrapolatsiooni teel (vahemikust 0,2 ... 0,6); teistel φ väärtustel määratakse tegur η lineaarse interpolatsiooni teel.

3. Kolmetahulise masti teguri c_r väärtusele rakendatakse parandustegurit 0,9, kui $\varphi \geqslant 0{,}1$.

Tasapinnalise sõrestiku takistustegur

$$c_s = \frac{\sum c_i f_i}{S} \qquad (4.4)$$

kus f_i — sõrestikuvarda projektsioon sõrestiku tasandile,
S — sõrestiku üldpindala välisgabariidi järgi,
c_i — sõrestikuvarda takistustegur.

Sõrestikuvarda takistusteguri väärtuseks tavaliste valtsprofiilide puhul (joon. 331) võetakse $c = 1{,}4$.

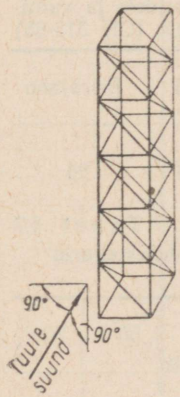
Torudest sõrestikuvarraste, samuti vantidega masti torukujulise tüve (joon. 332) takistustegur c määratakse graafikult joonisel 333 olenevalt Reynoldsi arvust

$$Re = \frac{vd}{\nu}$$

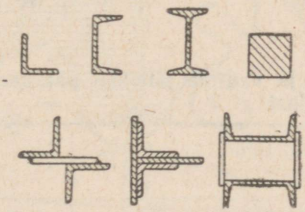
kus $v = 4\sqrt{q_0}$ — arvutuslik tuulekiirus m/s,
q_0 — normatiivne tuulerõhk kG/m²,
d — toru välisläbimõõt,
ν — õhu kinemaatiline viskoossus (temperatuuril +15° C ja atmosfäärirõhul 760 mm Hg võetakse $\nu = 0{,}145 \cdot 10^{-4}$).

Teguri c väärtus vastab varda pinna projektsioonile tasandil, mis on risti tuule suunaga.

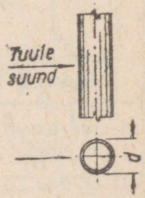
Peale tuule vahetu mõju tuleb maste kontrollida resonantsile vastavalt raamatus [64] toodud juhistele.



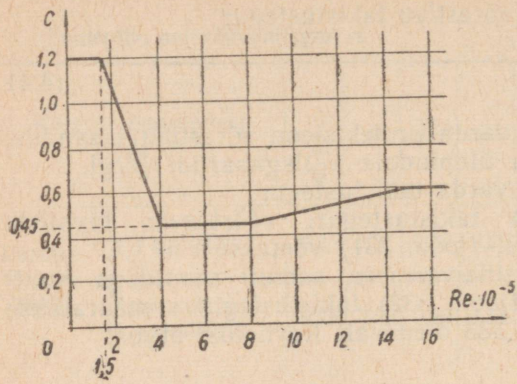
JOON. 330



JOON. 331



JOON. 332



JOON. 333

Jäite normatiivne omakaalukoormus määratakse valemitega:

a) juhtmetele, trossidele ja vantidele

$$p^{н} = \pi b(d + b)\gamma \cdot 10^{-3} \text{ kG/m} \qquad (4.5)$$

b) ehitise teistele elementidele

$$p^{н} = kb\gamma \text{ kG/m}^2 \qquad (4.6)$$

kus b — jäitekihi paksus mm (tabelist 4.6),
d — juhtme, trossi või vandi läbimõõt mm,
$\gamma = 0{,}9$ g/cm³ — jäite mahukaal,
$k = 0{,}6$ — jäitega kaetud pinna suhteline suurus.

Tabel 4.6

Jäitekihi paksus b kõrgusel 10 m maapinnast trossidele ja vantidele läbimõõduga 10 mm ning teistele elementidele (CH 318-65)

Rajoon vastavalt joonisel 334 toodud kaardile	I	II	III	Erirajoon
Jäitekihi paksus b mm	5	10	15	25

Tabel 4.7

Juhtmete, trosside ja vantide jäitekihi paksuse parandustegurid olenevalt läbimõõdust

Juhtme, trossi või vandi läbimõõt mm	5	10	20	30	50	70
Parandustegur	1,1	1	0,9	0,8	0,7	0,6

Tabel 4.8

Jäitekihi paksuse parandustegurid kõrgustele kuni 100 m

Kõrgus maapinnast m	5	10	20	30	50	70	100
Parandustegur	0,8	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2

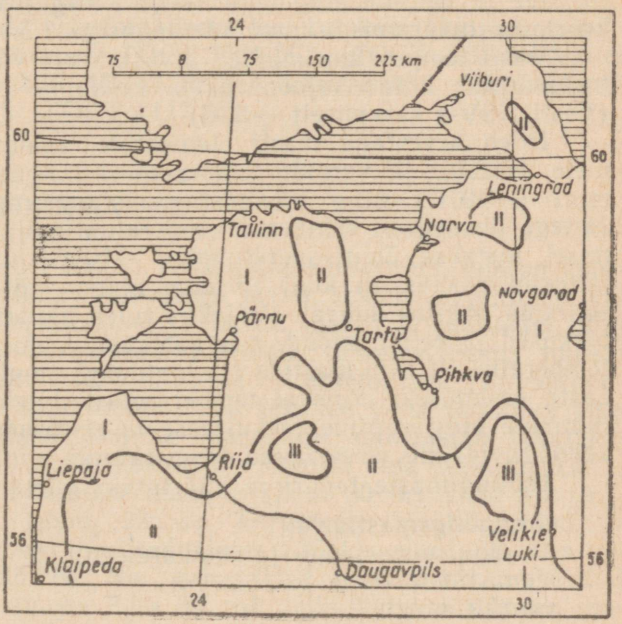
Tabel 4.9

Jäitekihi paksus kõrgusel 200...400 m NSVL Euroopa-osa jaoks
(välja arvatud mägirajoonid)

Kõrgus maapinnast m	200	300	400
Jäitekihi paksus mm	35	45	60

Märkused. 1. Jäitekihi paksus vahepealsetele kõrgustele määratakse lineaarse interpolatsiooni teel.

2. Juhtmete, trosside ja vantide jäitekihi paksuse võib võtta konstantsena, määrates ta juhtme, trossi või vandi raskuskeskme kõrguse järgi.



JOON. 334

Jäite omakaalukoormuse arvutuslik väärtus saadakse normatiivse koormuse korrutamisel ülekoormusteguriga $n = 1{,}3$.

Jäitega kaetud elementidele mõjuv arvutuslik tuulekoormus määratakse seosest

$$q = ncF\alpha q_0 \qquad (4.7)$$

kus $n = 1{,}3$ — ülekoormustegur;
c — elemendi kujust olenev tegur, mille määramisel oletatakse, et jäitekiht ei muuda elemendi kuju;
F — jäitekihiga kaetud elemendi projektsiooni pindala tasandil, mis on risti tuule suunaga (silindrilistel elementidel — diametraallõike pindala);
$\alpha = 0{,}25$ — tegur, mis arvestab tuulerõhu vähenemist jäite olemasolu korral.

Üle 100 m kõrgusel asuvate jäitega kaetud juhtmete, trosside ja vantide läbimõõtu (koos jäitega) tuleb tuulekoormuse määramisel korrutada teguriga 1,5.

Masti temperatuurimõjude arvestamisel võetakse lähteolukorraks antud rajooni aasta keskmine temperatuur (Eesti NSV-s keskmiselt +5° C).

Tuleb arvestada masti elementide, samuti ka juhtmete, trosside ja vantide temperatuuri langust miinimumini (—40° C) ning tõusmist maksimumini (+40° C). Jäitega üheaegselt esinevate temperatuurimõjude arvestamisel loetakse õhutemperatuuriks —10° C juhtudel, kui jäitekihi paksus on kuni 15 mm, ning —15° C jäitekihi suurema paksuse korral. Projektis tuleb näidata juhtmete pikkused ja eelpingejõud, mis vastavad aasta keskmisele temperatuurile. Kui mastide (ja juhtmete) montaaž toimub aasta keskmisest erineval temperatuuril, tuleb montaažil juhtmete ning vantide pikkustesse ja sisejõududesse viia korrektiivid, mis arvestavad temperatuuri erinevust.

Töötingimuste teguri m väärtuseks võetakse:

kõrgepingemastidele	0,8
raadio-, televisiooni- ja raadioreleeliinide mastidele	0,9
vantidele	0,8

Metallmastide materjalina kasutatakse põhiliselt süsinikterast ВМ Ст.3сп keevitatud konstruktsioonidele vastavalt ГОСТ 380-60* täiendava garantiiga paindeproovile ja löögisitkusele ning keemilisele koostisele. Kui materjali tugevust saab ära kasutada (väiksema saledusega elementide korral), kasutatakse vähelegeeritud martäänterast 10Г2С1 (ГОСТ 5058-65) keevitatud konstruktsioonidele löögisitkuse garantiiga temperatuuril —40° C. Mastides kasutatavad toruprofiilid valmistatakse terasest mark 20 vastavalt ГОСТ 1050-60*. Seejuures on lubatav ränisisaldus 0,17 ... 0,27%. Torumaterjali mehaanilised omadused peavad vastama ГОСТ 8731-66 tabeli 1 nõuetele voolavuspiiri garantiiga.

Vantide mehaaniliste detailide ning eelpingestatud diagonaalide valmistamiseks kasutatakse lisaks terastele ВМ Ст.3 ja 10Г2С1 teraseid 14Г2, 15ХСНД (ГОСТ 5058-65), terast 45 (ГОСТ 1050-60*), 35Х ja 40Х (ГОСТ 4543-61*, alagrupp В).

Alumiiniumist mastide materjalina soovitatakse kasutada sulamit АМг5-М.

Vantide valmistamiseks kasutatakse tavaliselt tsingitud traadist trosse ГОСТ 3064-55 ... ГОСТ 3068-55. Vandi ankurduspeade täisvalamisel kasutatakse tsingisulamit ЦАМ 9-1,5 (ГОСТ 7117-62).

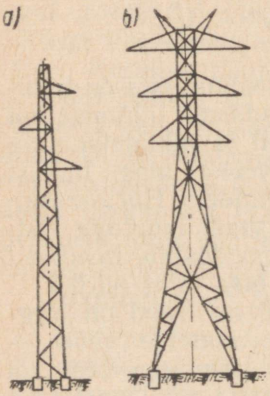
4.1. TORNMASTID

Tornmast töötab vertikaalse konsoolina, mis on koormatud vertikaalkoormusega masti, seadmete, juhtmete või antennide omakaalust ja jäitest mastil ja juhtmetel ning horisontaalkoormusega juhtmete turvetest ning tuulest mastile, seadmele, juhtmetele või antennidele. Horisontaalkoormuste suure mõju tõttu tehakse mast muutuva ristlõikega. Masti alumise otsa laius moodustab tavaliselt 0,05 ... 0,10 masti kõrgusest, ülemise otsa laius on 0,6 ... ... 1,2 m. Madalate mastide (kuni 30 m) vööd on sirgjoonelised (joon. 335, *a*), kõrgemate mastide vööd — murtud joone kujulised (joon. 335, *b*), murdega ühes või kahes ristlõikes. Nn. gabariitsed mastid või mastiosad (külje mõõtmega kuni 3,2 m) valmistatakse tehases ruu-

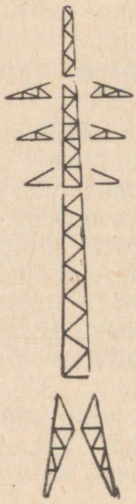
miliste elementidena. Mittegabariitsed mastid monteeritakse kokku ehituskohal kas tasapinnalistest sõrestikest või üksikvarrastest. Näide mittegabariitse kõrgepingemasti jaotusest montaažiühikuteks on toodud joonisel 336.

Kui tuulekoormus masti tüvele pole määrav (kõrgepingemastid jms.), moodustatakse neljatahulise masti vöö kas ühest (joon. 337, *a*), kahest (*b*) või ka neljast nurkrauast (*c*). Kahest või neljast nurkrauast vöödega masti on hõlpus kokku monteerida tasapinnalistest sõrestikest. Üksiknurkraudadest vöödega masti kokkumonteerimisel kahest tasapinnalisest sõrestikust tuleb ülejäänud tahkude ühendusvõrk kokku monteerida üksikute varraste kaupa. Kui tuulekoormus masti elementidele osutub määravaks, on otstarbekas moodustada nad torudest (joon. 337, *d*). Sellega saab masti kaalus kuni kaks korda kokku hoida.

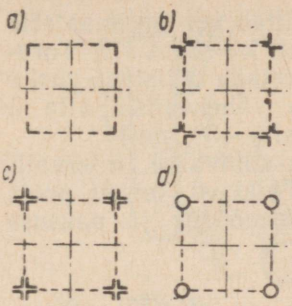
Kolmetahulise masti vööd moodustatakse kas torudest (joon. 338, *a*), paarisnurkraudadest (*b*) või külmalt painutatud eriprofiilist (*c*), mille flanšidevaheline nurk on 60°. Paarisnurkraudadest vöödega mast monteeritakse tavaliselt kokku kolmest tasapinnalisest sõrestikust. Selle tüübi kasutamine võib osutuda otstarbekaks juhul, kui



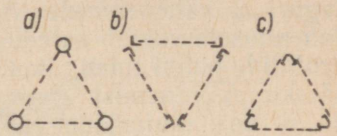
JOON. 335



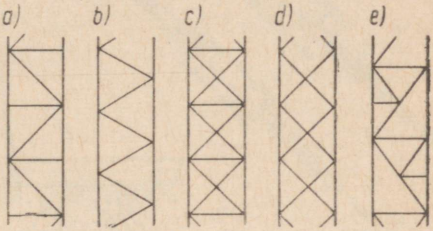
JOON. 336



JOON. 337



JOON. 338



JOON. 339

mastile endale mõjuv tuulekoormus ei osutu varraste dimensioonimisel määravaks.

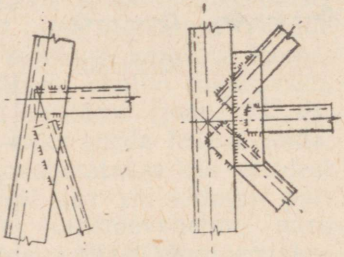
Eriti kõrgetes mastides võib iga vöö (samuti ka võrguvardad) olla moodustatud 2 või 4 elemendist liitvardana.

Vöödevahelise võrgu kujundamisel kasutatakse kolmnurkvõrku postidega (joon. 339, *a*) või ilma (*b*) või ristvõrku (joon. 339, *c*). Laialdaselt kasutatav postideta ristvõrk (joon. 339, *d*) kujutab endast kolmnurkvõrgu erijuhtu. Kolmnurkvõrgu puhul moodustatakse nii diagonaalid kui ka võrgu postid jäikadena. Ristvõrgu puhul on võrgu postid jäigad, kuid diagonaalid moodustatakse reeglina ümarvarrastest, mis pingestatakse tõmbeluku abil. Viimane lahendus annab metallkonstruktsioonide kaalus olulist kokkuhoidu ning on NSV Liidus ja USA-s raadio- ja televisioonimastide ehitamisel laialdaselt levinud. Jäikade varrastega võrgu puhul osutub mõnikord vajalikuks diagonaalide nõtkepikkuse vähendamine lisavarraste (sprenglite) abil (joon. 339, *e*).

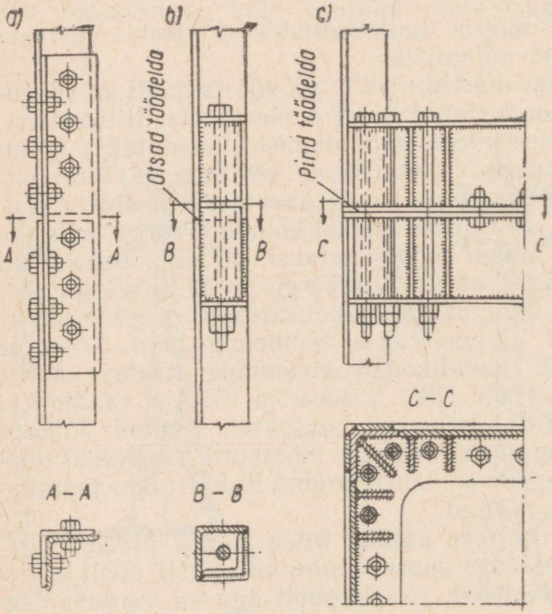
Masti vöö ristlõike valikul tuleb silmas pidada asjaolu, et varda saleduse suurenemine viib ühelt poolt tuulekoormuse vähenemisele, teiselt poolt aga ka varda nõtke-

teguri φ vähenemisele. Analüüs näitab, et optimaalsele lahendusele vastab saleduste intervall $\lambda = 50 \ldots 75$. Toruprofiilide puhul tuleb täiendavalt arvestada takistusteguri c järsku suurenemist *Reynoldsi* arvu vähenemisel alla 3 (s. o. toru läbimõõdu vähenemisel alla 150 mm).

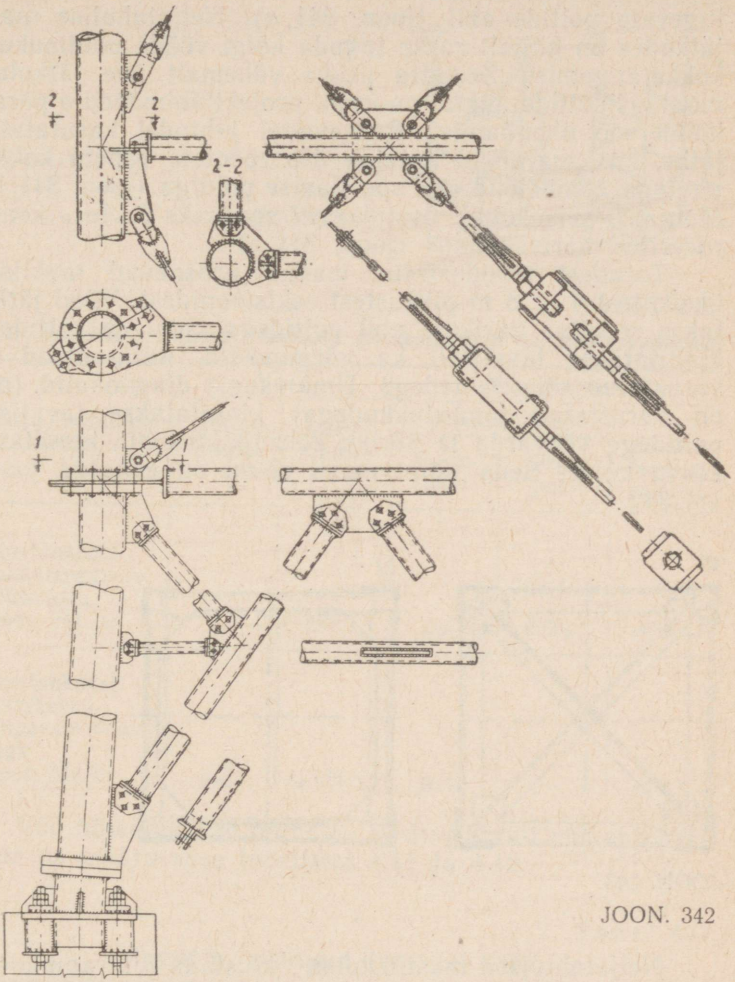
Vöövarraste saleduse viimisel sobivasse intervalli saab varieerida ühelt poolt paneeli pikkust, teiselt poolt aga varda ristlõike laiuse (või läbimõõdu) ja paksuse suhet.



JOON. 340



JOON. 341

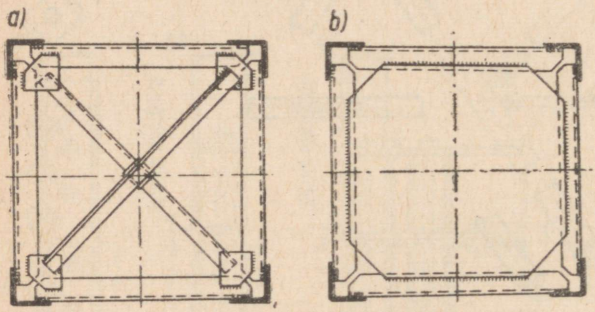


JOON. 342

Nurkraudadest vöödega masti võrguvardad keevitatakse tavaliselt vahetult vööde külge (flanšide sise- ja välispindadele). Vajaduse korral keevitatakse vööflanši külge lisalapid kinnituspinna suurendamiseks. Vastavate sõlmede näiteid on toodud joonisel 340. Vööde montaažijätkud moodustatakse tavaliselt kas kõrgtäpsete või kõrg-

tugevate poltide abil (joon. 341, *a*). Neljatahulise masti jätkudes on küllalt raske tagada kõigi vööde poldiaukude kokkulangemist. Seetõttu peaks vähemalt ühe jätkulapi montaažipoltide augud puurima projektläbimõõdule pärast kolme vöö ühendamist. Raskematel juhtudel kasutatakse jätke, kus survejõud antakse üle vööotste vahetu kokkupuutega, tõmbejõud aga spetsiaalse poldiga (joon. 341, *b*). Montaaži seisukohalt osutub eriti soodsaks *J. Aare* konstrueeritud äärikühendus (joon. 341, *c*).

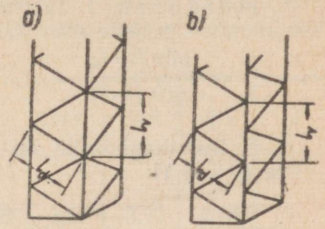
Torudest moodustatud mastid koosnevad tavaliselt üksikutest 4 ... 8 m pikkustest sektsioonidest. Vööd jätkatakse reeglina äärikute abil poltidega. Samade poltidega kinnitatakse tavaliselt ka võrgupostid, mille otsad on varustatud sõlmelehtedega. Ümarrauast diagonaalid (mis on varustatud tõmbelukkudega) kinnitatakse tavaliselt poltidega vöövarda ja ääriku kokkupuutekohta keevitatud kõrva külge. Seda tüüpi masti sõlmi on esitatud joonisel 342.



JOON. 343

Neljatahulised mastid tuleb varustada diafragmadega igal montaažiühikul. Tingimata tuleb diafragmad ette näha vööde murdepunktide tasapindades. Diafragmad kujundatakse tavaliselt nurkraudadest ristina (joon. 343, *a*), harvem täisseinalisena (*b*).

Masti üksiknurkrauast varraste saleduse määramisel arvestatavad nõtkepikkused ja inertsraadiused on toodud tabelis 4.10.



JOON. 344

Tabel 4.10

Masti üksiknurkraudadest varraste nõtkepikkused ja inertsraadiused

Võrgu ruumiline skeem	Vööd		Võrgu elemendid		
	arvutuspikkus l_0	inertsraadius r	arvutuspikkus: diagonaal	arvutuspikkus: võrgupost	inertsraadius
naabertahkudel kokkulangevate sõlmedega (joon. 344, *a*)	l_v	min r	$\mu_d l_d$	$0{,}8 l_p$	min r
naabertahkudel mittekokkulangevate sõlmedega (joon. 344, *b*)	$\mu_v l_v$	r_x või r_y	$\mu_d l_d$	—	min r

Vöö nõtkepikkuse tegur μ_v ja diagonaali nõtkepikkuse tegur μ_d määratakse tabelitest 4.11 ja 4.12.

Tabel 4.11

Teguri μ_v väärtused (vt. tabel 4.10)

Vöö ja diagonaali redutseeritud jäikuste suhe i_v/i_d	10	5	2,5	1,25	1
μ_v	1,13	1,08	1,03	1	0,98

Märkused. 1. Tabelis 4.11 tuleb võtta

$$\frac{i_v}{i_d} = \frac{\min l_v \cdot l_d}{\min l_d \cdot l_v}.$$

2. Kui diagonaalid on kinnitatud ühe needi või poldiga, tuleb võtta $\mu_v = 1{,}14$.

Tabel 4.12

Teguri μ_d väärtused (vt. tabel 4.10)

l_d/min r		80	100	120	140	160	180	200
Diagonaalidele, mis on vööde külge keevitatud või kinnitatud kahe needi või poldiga	$\frac{i_v}{i_d} \leqslant 2$	0,98	0,89	0,83	0,77	0,74	0,72	0,70
	$\frac{i_v}{i_d} \geqslant 6$	0,92	0,84	0,78	0,74	0,70	0,70	0,70
Ühe needi või poldiga kinnitatud diagonaalidele		1	0,94	0,88	0,83	0,80	0,78	0,77

Teiste profiilide puhul määratakse varraste saledus olenevalt sõlmede kujundusest. Enamasti võib võtta võrgu varraste nõtkepikkused võrdseks nende geomeetrilise pikkusega.

Masti vöö saledus ei tohi olla suurem kui 120 terasvarraste ning mitte suurem kui 100 alumiiniumvarraste puhul. Võrguvarrastel peab olema vastavalt $\lambda \leqslant 150$ või $\lambda \leqslant 120$. Ümarrauast eelpingestatud varraste saledus ei ole piiratud.

Masti kui terviku redutseeritud saleduse määramisel tuleb teda vaadelda muutuva ristlõikega konsoolse sõrestikpostina, mille arvutuspikkus $l_0 = \mu H$ (H — masti kõrgus), kusjuures teguri μ ligikaudse väärtuse saame tabelist 4.13. Inertsraadius võetakse seejuures maksimaalse ristlõike järgi.

Tabel 4.13

Tegurid μ muutuva ristlõikega masti nõtkepikkuse määramiseks (vt. joon. 345, *a*)

	min *b*/max *b*	0	0,1	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
μ	valdav koormus masti tipus	6,3	3,39	2,99	2,57	2,32	2,13	2
	valdav koormus jaotatud masti pikkusel	3,52	1,90	1,67	1,44	1,30	1,20	1,12

Neljatahulise masti kui terviku redutseeritud saledus (vt. joon. 345, *b*)

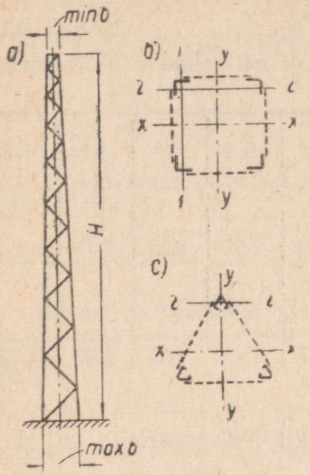
$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda^2 + F\left(\frac{k_1}{F_{d1}} + \frac{k_2}{F_{d2}}\right)} \qquad (4.8)$$

Kolmetahulisel mastil on vastavalt (joon. 345, *c*)

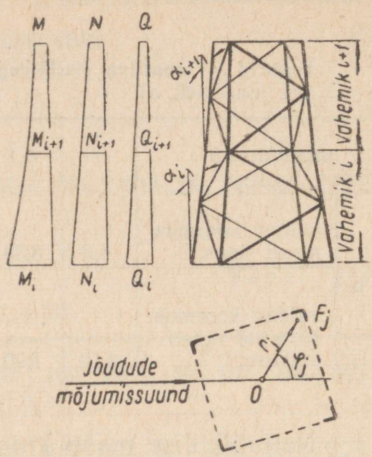
$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda^2 + F\frac{k_1}{F_d}} \qquad (4.9)$$

kus λ — varda kui terviku maksimaalne saledus,
F — masti vööde summaarne ristlõikepindala,
F_d — kolmetahulise masti ühe tahu diagonaali (ristvõrgu puhul diagonaalide) ristlõikepindala,
F_{d1}, F_{d2} — võrgu nende diagonaalide, mis asetsevad vastavalt telje *1* või *2* risttasandis, ristlõikepindala,
k_1, k_2 — tegurid, mis olenevad vastava tahu diagonaalide kaldenurkadest α_1 ja α_2:

α	30°	40°	45 ... 60°
k	45	31	27



JOON. 345



JOON. 346

Kolmetahulise masti sisejõudude määramisel osutub määravaks tuule suund risti ühe tahuga, neljatahulisel mastil — diagonaali suunas.

Masti vöö sisejõudude leidmiseks tuleb kõigepealt leida vastava koormuskombinatsiooni sisejõud kõikides paneelides (vt. joon. 346): normaaljõud N_i, paindemoment M_{xi} ja väändemoment M_{zi}.

Paindemoment ja põikjõud mõjugu tasapinnas *xz*. Masti elementide sisejõud võib määrata tabeli 4.14 seoste abil.

Tabel 4.14

Tornmasti elementide normaaljõud

Sisejõu põhjustaja	Normaaljõu väärtus		
	vöödes	diagonaalides	võrgupostides
1	2	3	4
Masti normaaljõud N	$\dfrac{N_i}{n\cos\alpha_i}$	$\dfrac{N_i F_d \sin^2\beta_i}{nF\cos\alpha_i}$	$\dfrac{N_i F_d \sin^2\beta_i \cos\beta_i}{nF\cos\alpha_i}$

Tabel 4.14 (järg)

1	2	3	4
Masti paindemoment M_x	$\frac{2M_i \cos \varphi_j}{nr_i \cos \alpha_i}$	$\frac{2M_i \cos \varphi_j}{nr_i \cos \alpha_i}$	$\frac{2M_i \cos \varphi_j \cos \beta_i}{nr_i \cos \alpha_i}$
Masti väändemoment M_z	$\frac{2M_{zi} \operatorname{tg} \beta_i}{nr_i \cos \alpha_i}$	$\frac{2M_{zi}}{nr_i \cos \alpha_i \cos \beta_i}$	$\frac{2M_{zi}}{nr_i \cos \alpha_i}$
Masti põikjõud Q	$\frac{2(Q_i+Q_{i+1})l_{i+1} \cos \varphi_j}{nr_i \cos \alpha_i}$	$\frac{Q_i \sin\left(\varphi_j - \frac{\pi}{n}\right)}{n \cos \beta_i \cos \alpha_i}$	$\frac{Q_i \sin\left(\varphi_j - \frac{\pi}{n}\right)}{n \cos \alpha_i}$

Tabelis 4.14 on kasutatud järgmisi tähistusi:

α_i — vöö kaldenurk masti telje suhtes i-ndas paneelis,

n — masti vööde arv,

β_i — diagonaali kaldenurk horisontaali suhtes i-ndas paneelis,

φ_j — masti teljest j-nda vööni suunatud raadiusvektori ja paindemomendi tasandi vaheline nurk (vt. joon. 346),

r_i — vahekaugus masti teljest vööni i-ndas paneelis,

h_i — i-nda paneeli kõrgus.

Vööde murdepunktide tasapinnas olevates võrgupostides tekib täiendav normaaljõud

$$\left(\frac{N_i \operatorname{tg} \alpha_i}{n} - \frac{N_{i+1} \operatorname{tg} \alpha_{i+1}}{n}\right) \sin \frac{\pi}{n} \qquad (4.10)$$

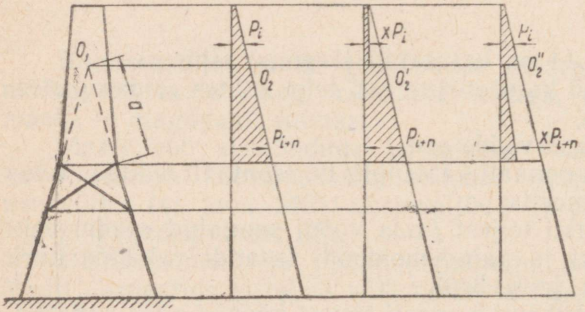
Neljatahulise masti vööde murdepunktide tasapinnas oleva diafragma diagonaali sisejõud on

$$\left(\frac{M_i \operatorname{tg} \alpha_i}{nr_i} - \frac{M_{i+1} \operatorname{tg} \alpha_{i+1}}{nr_{i+1}}\right) 2 \sin \frac{\pi}{4} \qquad (4.11)$$

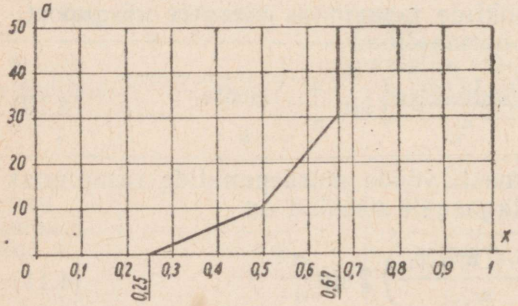
Tornmasti vööde murdepunkti juures olevate võrguvarraste sisejõudude määramisel võib määravaks osutuda tuulesurve tsonaalne mõju. Vastavalt CH 376-67 (Antennitüüpi ehitiste metallkonstruktsioonide projekteerimise juhised) tuleb osa tuulekoormust all- või pealpool vööde lõikepunkti (joon. 347) võtta arvesse vähendusteguriga x, mille väärtus määratakse jooniselt 348 olenevalt vaadeldava lõigu a pikkusest.

Masti sisejõudude täpsemal määramisel arvestatakse sõlmede jäikuse mõju. Kui tuul mõjub diagonaali suunas, lubatakse neljatahulises mastis mõnikord ka plastseid deformatsioone (joon. 349), eeldades, et masti normaaljõu võtavad vastu nulljoonel olevad postid.

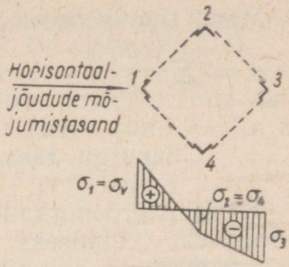
Pärast sisejõudude määramist kõigist arvutuslikest koormuskombinatsioonidest kontrollitakse masti varraste tugevust ja stabiilsust. Üksiknurkraudadest surutud dia-



JOON. 347



JOON. 348



JOON. 349

gonaalide kontrollimisel tuleb arvestada töötingimuste tegurit:

— kui naabertahkudes kokkulangevate sõlmedega ristvõrgu diagonaal on vöö külge keevitatud või kinnitatud vähemalt kahe neediga piki nurkrauda, siis 0,9;

— kui kolmnurkvõrgu või naabertahkudes mittekokkulangevate sõlmedega ristvõrgu diagonaal on vöö külge keevitatud või kinnitatud vähemalt kahe neediga piki nurkrauda, siis 0,8;

— kui diagonaal on kinnitatud poltide või ühe neediga, siis 0,75.

Väsimuse kontroll on praktiliselt vajalik ainult nende elementide puhul, mille sisejõu märk muutub koormuste toimel tsükliliselt.

Masti kui terviku üldstabiilsuse kontroll ekstsentriliselt surutud elemendina (redutseeritud saleduse järgi) võib osutuda määravaks juhul, kui masti tipus on rakendatud suuri keskendatud vertikaalkoormusi (veetornitoed jms.).

Masti tipu horisontaalpaigutise saame määrata valemist

$$f = \sum \frac{N_i n_i l_i}{EF_i} \qquad (4.12)$$

kus summeerimine toimub masti kõigi varraste ulatuses ning N_i on i-nda varda sisejõud antud kombinatsiooni normatiivsetest koormustest (ilma dünaamikategurit arvestamata), n_i aga sama varda sisejõud otsitava paigutise suunas rakendatud ühikkoormusest. Sisejõudude N_i ja n_i määramiseks võib kasutada tabeli 4.14 seoseid (sisejõudude märke arvestades).

Masti tipu pöördenurga saame analoogilisest seosest

$$\varphi = \sum \frac{N_i n_i' l_i}{EF_i} \tag{4.13}$$

kus n_i' — i-nda varda sisejõud varda tipus otsitava pöördenurga tasapinnas rakendatud ühikmomendi toimel.

Masti pöördenurkade ja horisontaalpaigutiste epüüri ligikaudseks leidmiseks võib kasutada ka sõrestikmasti täisseinaliseks redutseerimise võtet. Selleks jaotatakse mast 8...10 osaks ning määratakse iga osa keskkoha redutseeritud jäikus (vt. joon. 350, *a*)

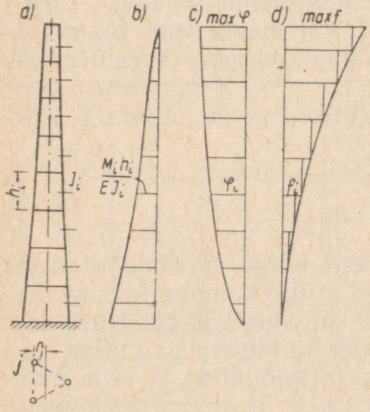
$$EI_i = 0{,}9EF \sum_{j=1}^{n} r_j^2 \tag{4.14}$$

kus F — ühe vöö ristlõikepindala,
r_j — j-nda vöö raskuskeskme kaugus ristlõike kui terviku raskuskeset läbivast teljest.

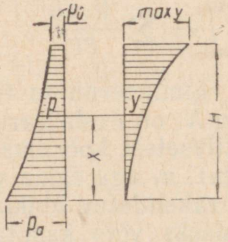
Edasi leitakse masti iga osa kui konsooli otsa pöördenurk tema keskmise normatiivse paindemomendi (joon. 350, *b*) toimel valemist

$$\varphi_i = \frac{M_i h_i}{EI_i} \tag{4.15}$$

kus h_i — antud mastiosa kõrgus.



JOON. 350



JOON. 351

Masti tipu pöördenurk saadakse kõigi mastiosade pöördenurkade summeerimise teel (vt. joon. 350, *c*).

Masti tipu horisontaalpaigutise määramiseks leiame eelnevalt iga lõigu paigutised selle mastiosa enda deformatsioonide toimel:

$$f_i = \frac{M_i h_i^2}{2EI_i} \qquad (4.16)$$

Tipu horisontaalpaigutises liituvad paigutised masti osade endi deformatsioonidest ning pöördenurkadest (joon. 350, *d*). Seega on masti tipu paigutis

$$f = \sum (f_i + \varphi_i h_i) = \sum \frac{3M_i h_i^2}{2EI_i} \qquad (4.17)$$

Masti tipu paigutise ja pöördenurga lubatavad määrad olenevad masti otstarbest ning antakse ette tehnoloogilistes nõuetes. Kui paigutised ei takista masti ekspluateerimist, võib lubada paigutisi kuni $H/100$ (H — masti kõrgus). Masti jäikuse hindamisel tuleb aga arvestada veel masti dünaamilist töötamist.

Tuule dünaamilist mõju arvestav tegur ξ sõltub masti omavõnkeperioodist T. Vabalt seisva masti omavõnkeperioodi võib määrata tabelis 4.15 toodud ligikaudsete valemite alusel olenevalt masti alumise ja ülemise otsa masside suhtest, masside jaotusest masti pikkusel ja läbipaindeepüüri kujust [53].

Tabel 4.15

Ligikaudsed valemid vabalt seisva tornmasti omavõnkeperioodi T määramiseks (joon. 351)

Masti massi (omakaalu) jaotus kõrguses	Läbipaindeepüüri kuju	Valem (T s)
1	2	3
$p = p_{ü} + (p_a - p_{ü})\left(1 - \frac{x}{H}\right)$	$y = \max y \left(\frac{x}{H}\right)^2$	$T = 1{,}27\sqrt{\frac{5+k}{3+k}\max y}$
$p = p_{ü} + (p_a - p_{ü})\left(1 - \frac{x^2}{H^2}\right)$	$y = \max y \left(\frac{x}{H}\right)^2$	$T = 1{,}07\sqrt{\frac{20+k}{9+k}\max y}$

Tabel 4.15 (järg)

1	2	3
$p=p_{\ddot{u}}+(p_a-p_{\ddot{u}})\left(1-\frac{x^3}{H^3}\right)$	$y=\max y\left(\frac{x}{H}\right)^3$	$T=0{,}82\sqrt{\frac{119+k}{34+k}}\max y$
$p=p_{\ddot{u}}+(p_a-p_{\ddot{u}})\left(1-\frac{x}{H}\right)$	$y=\max y\left(\frac{x}{H}\right)^3$	$T=1{,}19\sqrt{\frac{7+k}{4+k}}\max y$

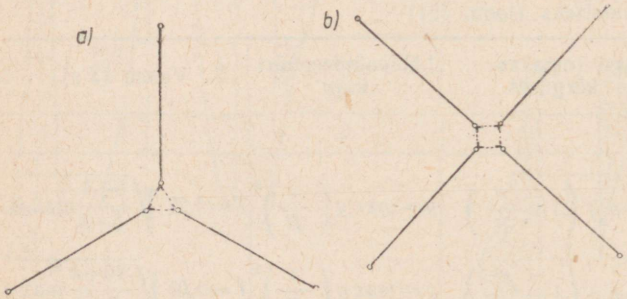
Märkus. Tabelis on tähistatud:

$k=\frac{p_a}{p_{\ddot{u}}}$ — masti alumise ja ülemise otsa 1 m kaalude suhe,

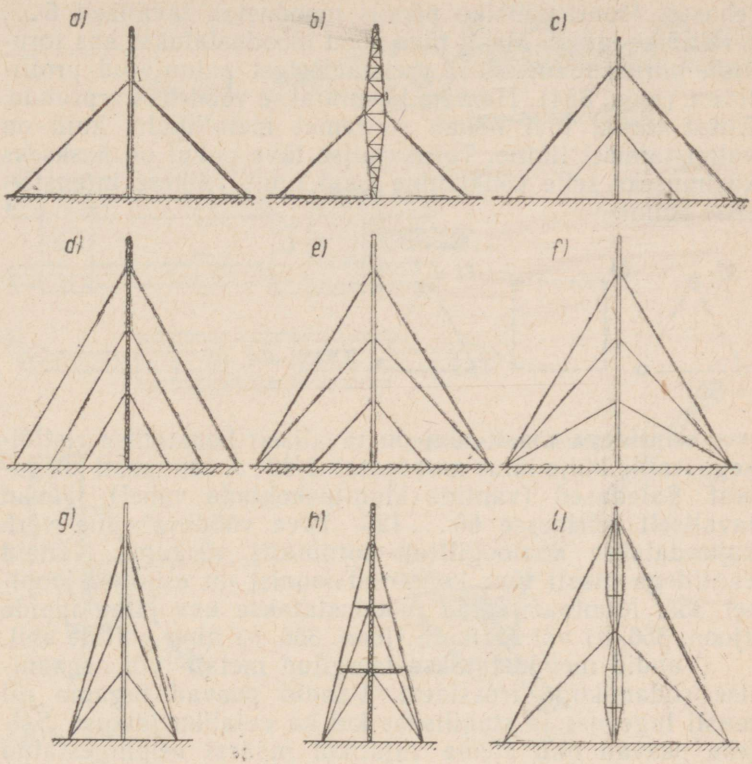
$\max y$ — masti kui konsooli tipu läbipaine omakaalu toimel, eeldades, et viimane on suunatud horisontaalselt.

4.2. VANTIDEGA MASTID

Vantidega mast kujutab endast saledat vertikaalset ekstsentriliselt surutud täisseinalist varrast või ruumilist sõrestikku, mille horisontaalseid paigutisi takistab kaldu asetatud vantide süsteem. Vandid asuvad plaanis kolmes (joon. 352, *a*) või neljas (joon. 352, *b*), harvem kuues suunas. Sellele vastavalt moodustatakse masti tüvi kas kolme- või neljatahulisena. Kolmetahuline variant on üldiselt ökonoomsem. Torukujulise tüve puhul kasutatakse nii kolmes kui ka neljas suunas asetatud vantidega skeeme. Vandid ühendatakse masti tüvega ühel (joon. 353, *a*, *b*)



JOON. 352

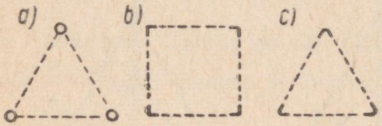


JOON. 353

või mitmel (*c*, *d*) kõrgusel. Seejuures kasutatakse ka skeeme, kus mitme kõrgusjärgu vandid kinnitatakse ühise ankruga (joon. 353, *e*, *f*). Tavaliselt on vandi kaldenurk 30 . . . 60°. Viimasel ajal aga on hakanud levima suhteliselt püstakad (kaldega kuni 80°) vandid (joon. 353, *g*). Seejuures ühendatakse mõnikord vandid masti tüvega täiendavalt rõhtvarraste (raade) abil (joon. 353, *h*). Kõrgete mastide tüve tugevdatakse mõnikord sprenglitega (joon. 353, *i*).

Vantidega masti tüve ristlõige on reeglina gabariitne, seega saab tüve montaažiühikud täielikult valmistada

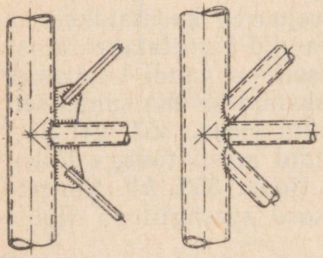
tehases. Montaažiühiku pikkus moodustab tavaliselt 5... 6 ristlõike laiust. Masti tüve vööd moodustatakse kas torudest, nurkraudadest või spetsiaalsetest painutatud profiilidest (joon. 354). Harvem kasutatakse vöödeks karprauda. Ühest torust tüvi nõuab suuremat metallikulu, kuid on valmistamisel lihtne. Torukujulise tüve puhul on keskseks küsimuseks selle võnkumine isegi tuule väikese intensiivsuse puhul.

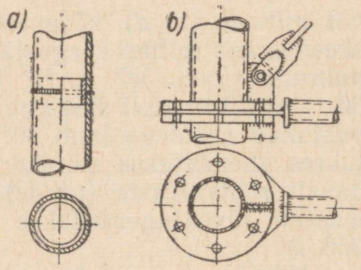


JOON. 354

Vantidega masti tüvi on tavaliselt konstantse ristlõikega, mille külje laius moodustab 1/60... 180 masti kõrgusest. Saledused (vantide kinnituskohtade vahel) jäävad tavaliselt piiridesse 60... 120. Tüve vöödevaheline võrk kujundatakse analoogiliselt tornmasti võrguga. Näiteid vantidega masti tüve konstruktsioonist on esitatud joonisel 355. Montaažijätkud moodustatakse kas jätkulappide (joon. 356, *a*) või äärikute (joon. 356, *b*) ning poltide abil.

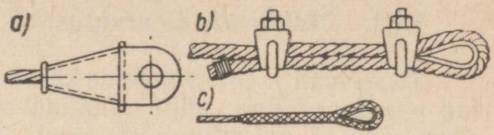
Vandid moodustatakse tsingitud metall- või orgaanilise südamikuga trossidest. Vandid peavad tagama nii masti tugevuse ja stabiilsuse kui ka vajaliku jäikuse. Selleks peavad nad olema vajalikul määral eelpingestatud (tavaliselt $\sigma_0 = 500 \ldots 1000$ kG/cm^2). Vandiotsad valatakse spetsiaalsesse kannu (joon. 357, *a*) või lihtsamal

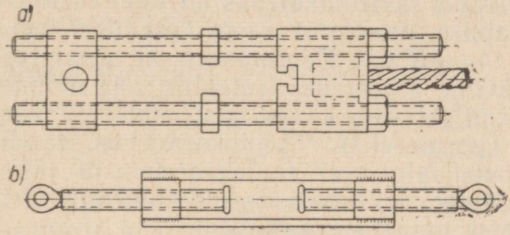

JOON. 355

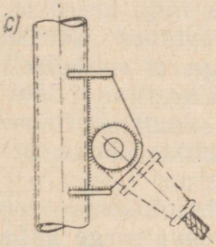


JOON. 356

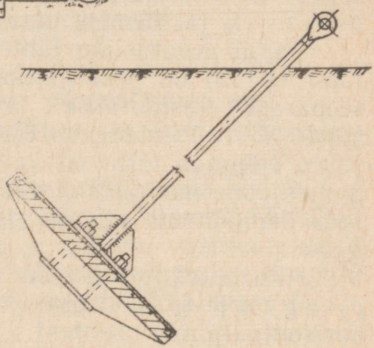
JOON. 357







JOON. 358



JOON. 359

juhul varustatakse aasaga (*b*, *c*). Tavaliselt on igal vandil tõmbelukk (joon. 358, *a*, *b*), mis võimaldab vandi pinget reguleerida. Vandi ülemine ots kinnitatakse masti tüve külge keevitatud kõrva külge šarniirpoldiga (joon. 358, *c*). Vandi alumine ots ühendatakse ankruga, mis peab tagama nii trossi horisontaalse kui ka vertikaalse toereaktsiooni vastuvõtmise. Viimasel ajal kasutatakse kerget tüüpi ankruid (joon. 359), mis moodustatakse konstantse paksusega või ribiga tugevdatud raudbetoonplaadina. Plaadi küljest tuleb maapinnale terasest kaldvarras, mis kaetakse korrosiooni vältimiseks bituumenvõõba ja isoleerivast materjalist lindiga.

Arvutuse seisukohalt tuleb vantidega masti tüve vaadelda elastselt toetatud ekstsentriliselt surutud vardana.

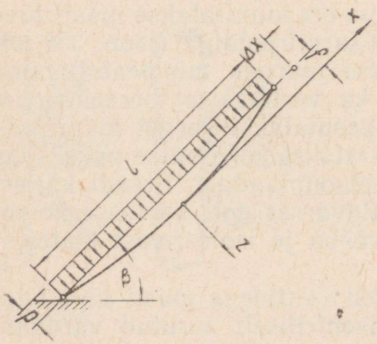
4.2.1. Üksiku vandi arvutus

Masti vanti võib vaadelda kaldu asetatud eelpingestatud elastse niidina, mille alumine ots on liikumatu, ülemine ots aga paigutub koos masti tüvega koormuste toimel. Vandi arvutuslikuks lähteolukorraks on montaažiolukord (s. o. pingestamise staadium) aasta keskmisel temperatuuril t (meil $t = +5°$ C). Koormuseks on seejuures vandi omakaal g (kG/m, arvestades isolaatorite ja muude vandi külge kinnitatud detailide kaalu, mis redutseeritakse ühtlaselt jaotatud koormuseks). Tööolukorras on vandi koormuseks peale omakaalu veel tuulekoormus ja jäite kaal. Samal ajal tuleb arvestada temperatuurimuutust $\Delta t = t - t_0$ ja ülemise otsa paigutist Δx.

Vandi arvutusliku lähteolukorra transtsendentne võrrand (1.172) on praktiliseks kasutamiseks liiga keerukas, seepärast kasutatakse tavaliselt lihtsustatud skeemi (joon. 360). Viimane on õigustatud sellega, et suhteliselt suure eelpinge tõttu on vandi läbiripe väike. Vandi läbipaindejoone määramisel võetakse arvesse ainult koormuse seda komponenti, mis on risti trossi otspunkte läbiva sirgega.

Nimetatud komponendi väärtus lähteolukorras on $p_0 = g \cos \beta$ (β — trossi otspunkte ühendava sirge kalle horisontaalpinna suhtes). Ühtlaselt jaotatud koormuse puhul on vant ruutparaboolikujuline:

$$z = -f\left(\frac{x}{a}\right)^2$$



JOON. 360

Vandi eelpingejõud

$$T_0 = \frac{p_0 l^2}{8f}$$

Vastav eelpinge

$$\sigma_0 = \frac{p_0 l^2}{8Ff}$$

Vandi algpikkus

$$L_0 \approx l\left(1 + \frac{8}{3}\frac{f^2}{l^2}\right) = l\left(1 + \frac{p_0^2 l^2}{24F^2\sigma_0^2}\right) \qquad (4.18)$$

Kui vant pingestatakse arvutuslikust erineval temperatuuril, siis tuleb eelpinge suuruseks võtta

$$\sigma_0' = \sigma_0 - \alpha(t_0' - t_0)E$$

kus t_0' — faktiline temperatuur pingestamise ajal,

t_0 — arvutuslikule lähteolukorrale vastav temperatuur.

Tööolukorras mõjugu vandile summaarne koormus p, temperatuurimuutus $t - t_0$ ning ülemise otsa vertikaalpaigutis z ja horisontaalpaigutis x, millele vastavad vandi pikenemised $z \sin\beta$ ja $x \cos\beta$. Vandi keskpunkti paigutis olgu w_0, siis on vandi võrrand uues tasakaaluasendis

$$z = -(f + w_0)\left(\frac{x}{a}\right)^2$$

Vandi sisejõud

$$T = \frac{pl^2}{8(f + w_0)}$$

millele vastab pinge

$$\sigma = \frac{pl^2}{8F(f + w_0)}$$

kus F — vandi ristlõikepindala.

Vandi pikkus on nüüd

$$L = l\left[1 + \frac{8}{3}\frac{(f + w_0)^2}{l^2}\right] + z\sin\beta + x\cos\beta =$$

$$= l\left[1 + \frac{p^2 l^2}{24F^2\sigma^2}\right] + z\sin\beta + x\cos\beta$$

Vandi pikenemine on avaldatav ühelt poolt tööolukorra ja algolukorra pikkuste vahena

$$\Delta L = l\left(\frac{p^2l^2}{24F^2\sigma^2} - \frac{p_0^2l^2}{24F^2\sigma_0^2}\right) + z\sin\beta + x\cos\beta$$

ning teiselt poolt — elastsusseosest koos temperatuuritoimega

$$\Delta L = \frac{\sigma - \sigma_0}{E}l + \alpha(t - t_0)l$$

Võrrutades need pikenemised, saame võrrandi vandi pingeolukorra määramiseks:

$$\sigma - \frac{p^2l^2E}{24F^2\sigma^2} = \sigma_0 - \frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2} + \frac{z}{l}E\sin\beta +$$

$$+\frac{x}{l}E\cos\beta - \alpha E(t - t_0) \qquad (4.19)$$

Arvestame veel asjaolu, et vandi ülemise sõlme vertikaalpaigutise põhjustajaks on praktiliselt ainult masti tüve temperatuuripikenemine

$$z = \alpha h(t - t_0) = \alpha l(t - t_0)\sin\beta$$

Avaldis σ määramiseks saab nüüd kuju

$$\sigma - \frac{p^2l^2E}{24F^2\sigma^2} = \sigma_0 - \frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2} - \alpha E(t - t_0)\cos^2\beta +$$

$$+\frac{x}{l}E\cos\beta \qquad (4.20)$$

Kui tuulekoormus mõjub vandiga fikseeritud vertikaaltasandis, on summaarne koormus

$$p = p_0 + p_1 + p_2$$

kus $p_0 = g\cos\beta$ — koormus vandi omakaalust,
$p_1 = g_1\cos\beta$ — koormus jäite kaalust g_1,
$p_2 = q\sin\beta$ — koormus tuulerõhust q.

Kui tuulekoormus mõjub vandi tasandi suhtes nurga φ all, võib selle jagada kaheks komponendiks:
vandi tasandis $p_2' = q\cos\varphi\sin\beta$,
vandi tasandiga risti $p_2'' = q\sin\varphi$.

Sel puhul on vandi summaarne koormus

$$p = \sqrt{(p_0 + p_1 + p_2')^2 + (p_2'')^2} =$$

$$= g\sqrt{(k_j \cos\beta + k_t \cos\varphi \sin\beta)^2 + (k_t \sin\varphi)^2}. \quad (4.21)$$

kus $k_j = 1 + \frac{g_1}{g}$ — jäite kaalu arvestav tegur,

$k_t = \frac{q}{g}$ — tuulerõhu suhteline väärtus.

Vandi tugevust kontrollime maksimaalsete pingete järgi:

$$F\sigma \leqslant 0{,}6N_{pur}$$

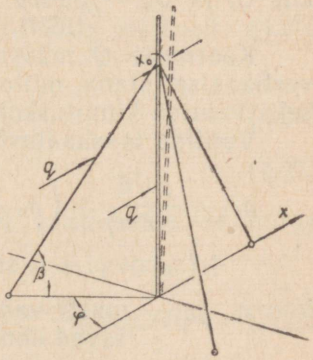
kus N_{pur} — vandi purustav tõmbejõud vastavalt trosside ГОСТ-ile.

Vandi poolt mastile üleantava toereaktsiooni komponendid on

$$H = T\cos\beta = F\sigma\cos\beta$$
$$V = T\sin\beta = F\sigma\sin\beta$$

4.2.2 Vantidega masti arvutus põikkoormusele

Vantide kinnitussõlme paigutise leidmiseks kasutame sõlme tasakaaluvõrrandeid ning vantide võrrandeid. Arusaadavalt tuleb seejuures arvestada ainult ühepoolseid koormusi (tuulerõhku ja juhtmete või antennide tõmmet,



JOON. 361

kui see esineb). Vantide kinnitussõlmes mõjuvateks koormusteks on masti tüve toereaktsioon tüvele mõjuvatest koormustest ja vantide toereaktsioonid tuulekoormusest.

Ühe vandi tuulekoormus on (joon. 361)

$$\frac{ql}{2}(\cos^2\varphi \sin^2\beta + \sin^2\varphi)$$

kus φ — nurk tuule suuna ja vaadeldava vandi tasandi vahel.

Kõigilt vantidelt sõlme üleantav tuulekoormus

$$Q_v = \frac{ql}{2}\sum_{i=1}^{n}(\cos^2\varphi_i \sin^2\beta + \sin^2\varphi_i) =$$

$$= \frac{qln}{4}(1 + \sin^2\beta) \qquad (4.22)$$

kus n — vantide arv.

Sõlme tasakaalutingimused on järgmised:

$$\sum X = Q_t + Q_v + \sum_{i=1}^{n} H_i \cos\varphi_i = 0$$

seega

$$\frac{Q_t + Q_v}{F} + \cos\beta \sum_{i=1}^{n} \sigma_i \cos\varphi_i = 0$$

$$\sum Y = \cos\beta \sum_{i=1}^{n} \sigma_i \sin\varphi_i = 0$$

kus Q_t ja Q_v — sõlme koormused masti tüvelt ja vantidelt.

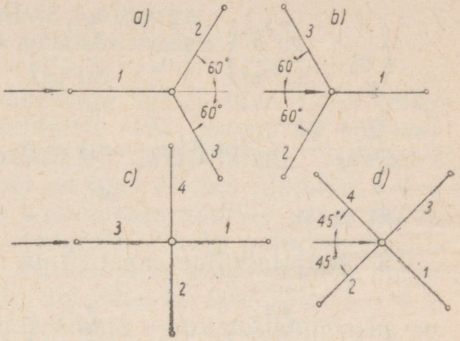
Koormuse Q määramisel tuleb masti tüve vaadelda vertikaalse talana, mille üheks toeks on vundament ja teiseks vantide kinnituskoht.

Vantide tasakaaluvõrrandid võime esitada kujul

$$\sigma_i - \frac{p_1^2 l^2 E}{24F^2\sigma_i^2} - \left(\sigma_0 - \frac{p_0^2 l^2 E}{24F^2\sigma_0^2}\right) +$$

$$+ (x_0 \cos\varphi_i + y_0 \sin\varphi_i) E \cos\beta = 0 \qquad (4.23)$$

kus x_0, y_0 — masti vantide kinnitussõlme paigutise otsitavad komponendid.



JOON. 362

Vandi kinnitussõlme paigutise ja trosside pingeolukorra leidmiseks tuleb seega lahendada süsteem $n+2$ võrrandist (n — vantide arv.)

Tavaliselt tuleb lahendada kolmetahulise masti pingeolukorra ülesanne juhtudel, kus tuulerõhk mõjub tuulepoolse (joon. 362, *a*) või tuulealuse (*b*) vandi tasandis või neljatahulise masti vantide tasandis (*c*) või nurgapoolitaja suunas (*d*). Neil juhtudel taandub masti pingeolukorra määramise ülesanne järgmiste võrrandisüsteemide lahendamisele.

1. Kolmetahuline mast. Tuul ühe vandi poolt.

$$\left(\sigma_1-\frac{p_1^2l^2E}{24F^2\sigma_1^2}\right)-\left(\sigma_0-\frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2}\right)-E\frac{x_0}{l}\cos\beta=0 \qquad (4.24)$$

$$\left(\sigma_2-\frac{p_2^2l^2E}{24F^2\sigma_2^2}\right)-\left(\sigma_0-\frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2}\right)+0{,}5E\frac{x_0}{l}\cos\beta=0 \qquad (4.25)$$

$$\frac{Q_t+Q_v}{F}-\cos\beta(\sigma_1-\sigma_2)=0 \qquad (4.26)$$

$$\sigma_3=\sigma_2 \qquad (4.27)$$

2. Kolmetahuline mast. Tuul vantidevahelise nurga poolitaja poolt.

$$\left(\sigma_1-\frac{p_1^2l^2E}{24F^2\sigma_1^2}\right)-\left(\sigma_0-\frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2}\right)+E\frac{x_0}{l}\cos\beta=0 \qquad (4.28)$$

$$\left(\sigma_2-\frac{p_2^2l^2E}{24F^2\sigma^2}\right)-\left(\sigma_0-\frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2}\right)-0{,}5E\frac{x_0}{l}\cos\beta=0 \quad (4.29)$$

$$\frac{Q_t+Q_v}{F}-\cos\beta(\sigma_2-\sigma_1)=0 \quad (4.30)$$

$$\sigma_3=\sigma_2 \quad (4.31)$$

3. Neljatahuline mast. Tuul vantide suunas.

$$\left(\sigma_1-\frac{p_1^2l^2E}{24F^2\sigma_1^2}\right)-\left(\sigma_0-\frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2}\right)+E\frac{x_0}{l}\cos\beta=0 \quad (4.32)$$

$$\left(\sigma_3-\frac{p_3^2l^2E}{24F^2\sigma_3^2}\right)-\left(\sigma_0-\frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2}\right)-E\frac{x_0}{l}\cos\beta=0 \quad (4.33)$$

$$\frac{Q_t+Q_v}{F}-\cos\beta(\sigma_3-\sigma_1)=0 \quad (4.34)$$

$$\sigma_2=\sigma_4=\sigma_0 \quad (4.35)$$

4. Neljatahuline mast. Tuul vantidevahelise nurga poolitaja poolt.

$$\left(\sigma_1-\frac{p_1^2l^2E}{24F^2\sigma_1^2}\right)-\left(\sigma_0-\frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2}\right)+\frac{Ex_0}{\sqrt{2}\,l}\cos\beta=0 \quad (4.36)$$

$$\left(\sigma_2-\frac{p_2^2l^2E}{24F^2\sigma_2^2}\right)-\left(\sigma_0-\frac{p_0^2l^2E}{24F^2\sigma_0^2}\right)-\frac{Ex_0}{\sqrt{2}\,l}\cos\beta=0 \quad (4.37)$$

$$\frac{Q_t+Q_v}{F}-\sqrt{2}\cos\beta(\sigma_2-\sigma_1)=0 \quad (4.38)$$

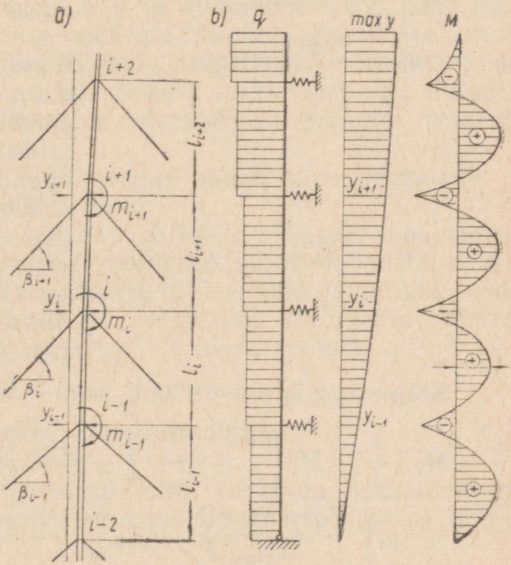
$$\sigma_3=\sigma_1;\ \sigma_4=\sigma_2 \quad (4.39)$$

Vantide pingeolukorra leidmisel peab olema ette antud vandi ristlõikepindala F ja eelpinge σ_0. Vastavate võrrandisüsteemide lahendamisel kasutatakse tavaliselt iteratsioonivõtet või graafilist lahendust.

4.2.3. Mitmekorruseliste vantidega masti arvutus põikkoormusele

Mitmekorruseliste vantidega masti tüve tuleb põikkoormuse (tuulerõhk, juhtmete või antennide tõmme) mõjumisel vaadelda vertikaalse jätkuvtalana elastsetel tugedel. Masti arvutamisel on igas sõlmes üldjuhul $n+4$ tundmatut (n — sõlmes koonduvate vantide arv), nende hulgas kaks paigutise komponenti ja kaks paindemomendi komponenti. Tavaliselt vaadeldakse põikkoormuse mõju masti sümmeetriatasandis. Sel juhul on igas sõlmes $n+2$ tundmatut. Staatikaga määramata suuruste leidmiseks on meil kasutada iga sõlme kohta n trossi võrrandit, masti tüve deformatsioonide pidevuse võrrand ja sõlme tasakaaluvõrrandid [53].

Deformatsioonide pidevuse võrrand i-nda sõlme jaoks on avaldatav sõlmemomentide kaudu kujul (vt. joon. 363, *a*)



JOON. 363

$$M_{i-1}\frac{l_i}{6EI_i}\theta(u_i)+M_i\frac{1}{3E}\left[\frac{l_i}{I_i}\psi(u_i)+\frac{l_{i+1}}{I_{i+1}}\psi(u_{i+1})\right]+$$

$$+M_{i+1}\frac{l_{i+1}}{6EI_{i+1}}\theta(u_{i+1})+y_{i-1}\frac{1}{l_i}-y_i\left(\frac{1}{l_i}+\frac{1}{l_{i+1}}\right)+$$

$$+y_{i+1}\frac{1}{l_{i+1}}+\frac{q_i l_i^3}{24EI_i}\varkappa(u_i)+\frac{q_{i+1}l_{i+1}^3}{24EI_{i+1}}\varkappa(u_{i+1})+$$

$$+\frac{m_i l_i}{3EI_i}\psi(u_i)+\frac{m_{i+1}l_{i+1}}{6EI_{i+1}}\theta(u_{i+1})=0 \qquad (4.40)$$

kus $u_i=\frac{l_i}{2}\sqrt{\frac{N_i}{EI_i}}$ — masti tüve normaaljõu karakteristik,

$\psi(u)=\frac{3}{2u}\left(\frac{1}{2u}-\frac{1}{\operatorname{tg}2u}\right)$ — tegur, mis arvestab normaaljõu mõju vaadeldava sõlme pöördenurgale,

$\theta(u)=\frac{3}{u}\left(\frac{1}{\sin 2u}-\frac{1}{2u}\right)$ — tegur, mis arvestab normaaljõu mõju naabersõlmede pöördenurkadele,

$\varkappa(u)=\frac{3(\operatorname{tg}u-u)}{u^3}$ — tegur, mis arvestab normaaljõu mõju kohalikust põikkoormusest põhjustatud pöördenurkadele,

m_i — täiendav moment masti i-ndas sõlmes vantide ekstsentrilisest kinnitusest,

l_i — masti tüve i-nda lõigu pikkus sõlmede $(i-1)$ ja i vahel.

Sõlme tasakaaluvõrrandi saab viia kujule

$$M_{i-1}\frac{1}{l_i}-M_i\left(\frac{1}{l_i}+\frac{1}{l_{i+1}}\right)+M_{i+1}\frac{1}{l_{i+1}}-y_{i-1}\frac{N_i}{l_i}+$$

$$+y_i\left(\frac{N_i}{l_i}+\frac{N_{i+1}}{l_{i+1}}\right)-y_{i+1}\frac{N_{i+1}}{l_{i+1}}+\frac{q_i l_i+q_{i+1}l_{i+1}}{2}+$$

$$+\frac{q_{0i}L_i n}{4}(1+\sin^2\beta_i)-\frac{m_i}{l_i}+\frac{m_{i+1}}{l_{i+1}}-$$

$$-F_i\cos\beta_i\sum_{j=1}^{n}\sigma_{ij}\cos\varphi_j=0 \qquad (4.41)$$

kus q_i — masti tüve i-nda lõigu põikkoormus,
q_{0i} — i-ndas sõlmes koonduvate vantide koormus,
L_i — i-ndas sõlmes koonduvate vantide pikkus,
β_i — i-ndas sõlmes koonduvate vantide kaldenurk,
F_i — i-ndas sõlmes koonduvate vantide ristlõikepindala,
σ_{ij} — i-nda sõlme j-nda vandi pinge.

Saadud võrrandisüsteemi lahendamiseks tuleb ette anda masti tüve ja vantide ristlõikepindalad ning vantide eelpinged. Lahendamiseks kasutatakse tavaliselt iteratsioonivõtet. Ülesande ratsionaalset lahendust on aga sel teel väga raske saada. Nimelt olenevad masti tüve paindemomendid vantide eelpingest eri korrustel. Seepärast on paljudel juhtudel otstarbekam kasutada ülesande vastupidist lahenduskäiku — ette anda masti tüve paindemomentide jaotus (nii et toe- ja avamomendid oleksid ligikaudu võrdsed) ning määrata seejärel deformatsioonide pidevuse võrranditest sõlmede paigutised ja sõlmede tasakaaluvõrranditest vantide jäikust iseloomustavad liikmed. Edasi saab juba trosside võrranditest määrata trosside sobivad parameetrid.

Joonisel 363, *b* on toodud masti tüve paigutiste ja paindemomendi epüüri näide.

Masti tüve ja vantide ristlõigete esialgsel määramisel vaadeldakse masti tüve mõnikord šarniirse ahelana. Sel puhul saab iga sõlme tasakaaluvõrrandid ja sõlmes koonduvate vantide võrrandid lahendada olenemata teistest sõlmedest (nagu ühekorruselise masti puhul).

4.2.4. Masti tüve dimensioonimine

Masti tüve tuleb arvutamisel vaadelda ekstsentriliselt surutud vardana, mille normaaljõu väärtus i-ndas lõigus on

$$N_i = N_0 + F_i \sin \beta_i \sum_{j=1}^{m} \sigma_{ij} \qquad (4.42)$$

kus N_0 — masti tipus rakendatud normaaljõud,
m — vantide korruste arv.

Neljatahulise masti tüve paindemomendid on maksimaalsed, kui tuulerõhk mõjub vandi tasandis. Kolmetahulise masti tüves on toemomendid maksimaalsed, kui tuul mõjub vantidevahelise nurga poolitaja poolt, ning avamomendid maksimaalsed, kui tuul mõjub vandi poolt.

Masti tüve tugevust, samuti vöö kohalikku stabiilsust kontrollitakse ekstsentriliselt surutud varda skeemi kohaselt nagu tornmastilgi. Ka masti tüve võrgu elementide dimensioonimine on analoogiline tornmasti vastavate elementide dimensioonimisega.

Täisseinalisest torust tüve kohaliku stabiilsuse tagamiseks peab olema täidetud tingimus

$$\sigma_1 \leqslant \sigma_{01}$$

kus σ_1 — masti tüve maksimaalne survepinge,
σ_{01} — masti tüve kriitiline survepinge.

Kriitilise survepinge väärtus oleneb toru seinapaksuse ja keskpinna raadiuse suhtest ning määratakse järgmiste valemitega:

kui $\frac{r}{\delta} \leqslant \frac{525}{R}$, siis $\sigma_{01} = \varphi^* R$

kui $\frac{r}{\delta} > \frac{525}{R}$, siis $\sigma_{01} = cE\frac{\delta}{r}$

kus R — materjali arvutustugevus t/cm²,
φ^* ja c — tegurid tabelist 4.16.

Vantidega masti tüve kui terviku stabiilsuse kontrollimisel tuleb arvestada tugede järeleandvust. Masti tüve arvutuspikkus on

$$l_0 = \mu l \qquad (4.43)$$

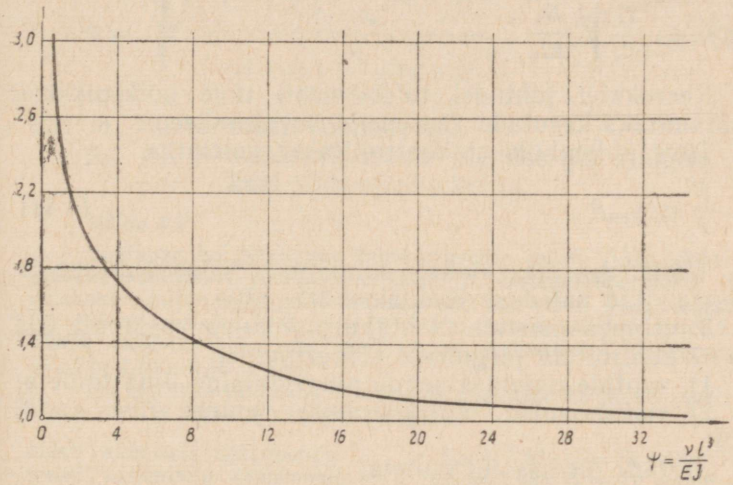
kus l — masti sõlmede vahekaugus,
μ — tegur, mille väärtus määratakse joonisel 364 toodud graafikult olenevalt tegurist $\psi = \frac{\nu l^3}{EI}$

$\nu = \frac{H}{x}$ — toesõlme ühikpaigutisele vastav toereaktsioon (jäikustegur).

Tabel 4.16

Tegurid φ^* ja c

$0{,}476\frac{r}{\delta}R$	0	25	50	100	150	200	250	$\frac{r}{\delta}$	500	750	1000	1500
φ^*	1	0,94	0,85	0,71	0,60	0,53	0,47	c	0,12	0,10	0,08	0,07



JOON. 364

Kui masti tüve paindejäikus ning tugede järeleandvus ei ole ühtlane, tuleb nõtkepikkuste ligikaudseks määramiseks leida tüve keskmine paindejäikus

$$EI_k = \frac{1}{n}\sum E_i I_i \tag{4.44}$$

kus n — masti sektsioonide arv.

Edasi leitakse keskmisele jäikusele vastav tegur

$$\psi_k = \frac{1}{n}\sum \psi_i = \frac{1}{n}\sum \frac{\nu_i l_i^3}{EI_k} \tag{4.45}$$

kus $\nu_i = \frac{H_i}{x_i}$ — i-nda toe jäikustegur.

Jooniselt 364 saadakse nüüd keskmisele tegurile ψ_k vastav teguri μ keskmine väärtus. i-nda sektsiooni nõtkepikkuse teguri aga leiame seosest

$$\mu_i = \frac{\mu}{\frac{u_i}{n}\left(\frac{1}{u_1}+\frac{1}{u_2}+\ldots+\frac{1}{u_i}+\ldots+\frac{1}{u_n}\right)} \tag{4.46}$$

olenevalt sektsioonide normaaljõudude karakteristikutest

$$u_i = \frac{l_i}{2}\sqrt{\frac{N_i}{EI_i}}$$

Keerukatel juhtudel tuleb masti tüve nõtkepikkuse määramiseks kasutada täpsemaid arvutusskeeme.

Tüve üldstabiilsust kontrollitakse valemiga

$$\frac{N}{F} \leqslant \varphi_{BH} R \tag{4.47}$$

kus tegur φ_{BH} määratakse suhtelise ekstsentrilisuse ja redutseeritud saleduse funktsioonina.

Vantidega mastide üldstabiilsust tuleb vastavalt CH 376-67 kontrollida järgmistel töörežiimidel:

1) vantide montaažiaegne pingestamine ilma tuuleta;
2) maksimaalse tuulekoormuse juures ühe vandi poolt;
3) jäite olemasolul tuuleta;
4) jäite olemasolul jäitele vastava tuulega ühe vandi poolt.

Masti üldstabiilsuse kontrollimisel võetakse vertikaalkoormus arvesse täiendava ülekoormusteguriga $n' = 1{,}3$.

Masti esimese omavõnkekuju võnkeperioodi võib määrata ligikaudsest avaldisest

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g\sum P_i x_i}} \tag{4.48}$$

kus P_i — vantide reaktsioon masti tüvele masti tüve ja seadmete omakaalukoormuse toimel, eeldades, et omakaal on rakendatud horisontaalsuunas,
x_i — i-nda sõlme paigutis nimetatud jõudude toimel,
g — raskuskiirendus.

Masti omavõnkeperioodi võib avaldada ka lihtsustatud valemiga

$$T = k\sqrt{2 \max x} \tag{4.49}$$

kui eeldada, et masti paigutised kasvavad lineaarselt masti tipu poole, masti mass aga väheneb lineaarselt. Max x on masti tipu paigutis, tegur k aga määratakse valemist

$$k = \sqrt{\frac{(m-1)+3\frac{p_{ü}}{p_a}(m+1)}{(m-1)+\frac{p_{ü}}{p_a}(2m+1)}} \tag{4.50}$$

kus m — masti sõlmede arv,
$p_{ü}$, p_a — vastavalt masti ülemise ja alumise otsa kaal pikkusühiku kohta.

Näide 4.1

Vaatleme kolmetahulise kahekorruselise masti (joon. 365) sisejõudude määramist põhikombinatsiooni 2. variandi koormuste (masti omakaal, vantide eelpinge ja tuulekoormus ühe vandi poolt) mõjumisel.

Masti tüve omakaal $g^{н} = 100$ kG/m, vantide omakaal (ø 16,5 mm; ГОСТ 3065-55; $F = 1{,}55$ cm²) koos isolaatorite kaaluga $g^{н} = 1{,}2 \times 1{,}30 = 1{,}56$ kG/m.

Normatiivne tuulerõhk II rajoonis tabelitest 4.2 ja 4.3 (sektsiooni keskpunkti ja vandi 2/3 kõrguse järgi):

masti alumisele sektsioonile . . . $kq_0 = 1{,}46 \cdot 35 = 51$ kG/m²
masti keskmisele sektsioonile . . $kq_0 = 2{,}03 \cdot 35 = 71$ kG/m²
masti konsoolsele osale . . . . $kq_0 = 2{,}23 \cdot 35 = 78$ kG/m²
alumisele vandile . . . . . $kq_0 = 1{,}65 \cdot 35 = 58$ kG/m²
ülemisele vandile . . . . . $kq_0 = 1{,}98 \cdot 35 = 69$ kG/m²

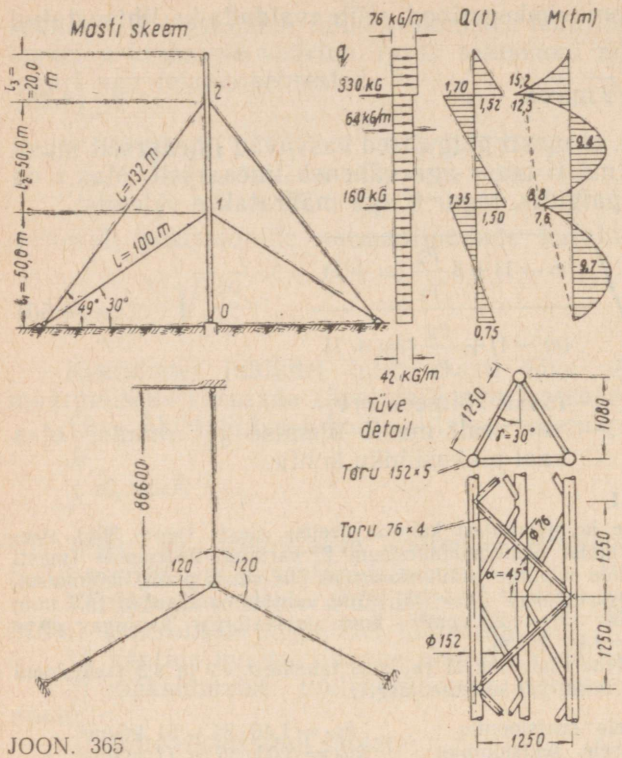
Tuulerõhu takistusteguri silindrilistele elementidele määrame olenevalt Reynoldsi arvust

$$Re = \frac{vd}{\nu}$$

kus $\nu = 0{,}145 \cdot 10^{-4}$ — õhu kineetiline viskoossus m²/s;
$v = 4\sqrt{q_0}$ — tuule kiirus vaadeldaval kõrgusel m/s;
d — varda läbimõõt m.

Arvuliselt saame:
masti tüve alumise sektsiooni vöödele

$$Re = \frac{4\sqrt{51} \cdot 0{,}152 \cdot 10^4}{0{,}145} = 0{,}30 \cdot 10^6; \quad c = 0{,}75$$



JOON. 365

diagonaalidele

$$Re = \frac{4\sqrt{51}\cdot 0{,}076\cdot 10^4}{0{,}145} = 0{,}15\cdot 10^6;\quad c = 1{,}20$$

masti tüve keskmise sektsiooni vöödele

$$Re = \frac{4\sqrt{71}\cdot 0{,}152\cdot 10^4}{0{,}145} = 0{,}35\cdot 10^6;\quad c = 0{,}60$$

diagonaalidele

$$Re = \frac{4\sqrt{71}\cdot 0{,}076\cdot 10^4}{0{,}145} = 0{,}18\cdot 10^6;\quad c = 1{,}11$$

masti tüve konsoolse osa vöödele

$$Re = \frac{4\sqrt{78} \cdot 0{,}152 \cdot 10^4}{0{,}145} = 0{,}37 \cdot 10^6; \quad c = 0{,}54$$

diagonaalidele

$$Re = \frac{4\sqrt{78} \cdot 0{,}076 \cdot 10^4}{0{,}145} = 0{,}19 \cdot 10^6; \quad c = 1{,}08$$

alumistele vantidele

$$Re = \frac{4\sqrt{58} \cdot 0{,}0165 \cdot 10}{0{,}145} = 0{,}033 \cdot 10^6; \quad c = 1{,}20$$

ülemistele vantidele

$$Re = \frac{4\sqrt{69} \cdot 0{,}0165 \cdot 10}{0{,}145} = 0{,}037 \cdot 10^6; \quad c = 1{,}20$$

Masti tüve ühe tahu täitetegur

$$\varphi = \frac{2 \cdot 0{,}152 + \sqrt{2} \cdot 0{,}076}{1{,}402} = 0{,}217 + 0{,}077 = 0{,}294$$

Ühe tahu takistustegur valemist (4.4):
alumises sektsioonis

$$c_s = 0{,}217 \cdot 0{,}75 + 0{,}077 \cdot 1{,}20 = 0{,}255$$

keskmises sektsioonis

$$c_s = 0{,}217 \cdot 0{,}60 + 0{,}077 \cdot 1{,}11 = 0{,}215$$

masti konsoolses osas

$$c_s = 0{,}217 \cdot 0{,}54 + 0{,}077 \cdot 1{,}08 = 0{,}200$$

Masti tüve kui kolmetahulise ruumilise sõrestiku takistustegurid saame seosest (4.3):

$$c_r = 0{,}9 c_s (1 + \eta)$$

kus $\eta = 0{,}65$ — tegur tabelist 4.5.
Alumise sektsiooni

$$c_r = 0{,}9 \cdot 0{,}255 \cdot 1{,}65 = 0{,}38$$

keskmise sektsiooni

$$c_r = 0{,}9 \cdot 0{,}215 \cdot 1{,}65 = 0{,}32$$

konsoolse osa

$$c_r = 0{,}9 \cdot 0{,}200 \cdot 1{,}65 = 0{,}30$$

Tuulekoormuse staatiline osa vastavalt valemile (4.1):
alumisele sektsioonile

$$q_{st} = nkq_0c_rb = 1{,}3 \cdot 51 \cdot 0{,}38 \cdot 1{,}40 = 35 \text{ kG/m}$$

keskmisele sektsioonile

$$q_{st} = 1{,}3 \cdot 71 \cdot 0{,}32 \cdot 1{,}40 = 42 \text{ kG/m}$$

konsoolsele osale

$$q_{st} = 1{,}3 \cdot 78 \cdot 0{,}30 \cdot 1{,}40 = 43 \text{ kG/m}$$

alumistele vantidele

$$q_{st} = 1{,}3 \cdot 58 \cdot 1{,}20 \cdot 0{,}0165 \cdot 1{,}1 = 1{,}65 \text{ kG/m}$$

ülemistele vantidele

$$q_{st} = 1{,}3 \cdot 69 \cdot 1{,}20 \cdot 0{,}0165 \cdot 1{,}1 = 1{,}95 \text{ kG/m}$$

(tegur 1,1 arvestab tuulepinna suurenemist isolaatorite arvel).

Tuulekoormuse dünaamilise osa pulsatsiooni toimel määrame masti esimese omavõnkekuju järgi, andes ette ülemise sõlme paigutise $x = 0{,}5$ m. Valemist (4.50) saame $k = 1{,}29$ (arvestades, et masti sõlmede arv $m = 2$ ning masti tüvi on konstantse ristlõikega). Valemist (4.49) saame masti ligikaudse omavõnkeperioodi

$$T = 1{,}29 \cdot \sqrt{2} \cdot 0{,}5 = 1{,}29 \text{ s}$$

Sellele vastavad dünaamikategurid (jooniselt 329)

masti tüvele $\xi = 1{,}9$
ja vantidele $\xi = 1{,}0$

Masti tüve mass pikkusühikule

$$M = \frac{g''}{9{,}81} = \frac{100}{9{,}81} = 10{,}2 \text{ kG s}^2/\text{m}^2$$

vandi mass pikkusühikule

$$M = \frac{1{,}56}{9{,}81} = 0{,}158 \text{ kG s}^2/\text{m}^2$$

Tuulerõhu pulsatsioonitegurid tabeli 4.4 järgi olenevalt vastava elemendi keskpunkti kõrgusest:

masti tüvele $m_1 = 0{,}34$; $m_2 = 0{,}26$; $m_3 = 0{,}21$;
vantidele $m' = 0{,}24$; $m'' = 0{,}21$

Masti omavõnkekuju iseloomustavate tegurite η arvestamisel loeme tüve paigutised masti tipu poole lineaarselt suurenevaks. Sel puhul on masti esimese omavõnkekuju suhtelised ordinaadid (vastava sektsiooni keskel) järgmised:

masti tüvel

$$\alpha(x_1) = \frac{25}{120} = 0{,}208; \qquad \alpha(x_2) = \frac{75}{120} = 0{,}625$$

$$\alpha(x_3) = \frac{110}{120} = 0{,}917$$

vantidel

$$\alpha(x') = \frac{25}{120} = 0{,}208; \qquad \alpha(x'') = \frac{50}{120} = 0{,}417$$

Valemi (4.2) lugejas olev summa

$$\sum_j \alpha(x_j) q_{stj} l_j m_j = 0{,}208 \cdot 35 \cdot 50 \cdot 0{,}34 + 0{,}625 \cdot 42 \cdot 50 \cdot 0{,}26 +$$
$$+ 0{,}917 \cdot 43 \cdot 20 \cdot 0{,}21 + 4(0{,}208 \cdot 1{,}65 \cdot 100 \cdot 0{,}24 + 0{,}417 \cdot 1{,}95 \cdot$$
$$\cdot 132 \cdot 0{,}21) = 124 + 342 + 166 + 123 = 755$$

Valemi (4.2) nimetaja väärtus

$$\sum_j \alpha(x_j) M_j = (0{,}208^2 \cdot 50 + 0{,}625^2 \cdot 50 + 0{,}917^2 \cdot 20) \cdot 10{,}2 +$$
$$+ 4(0{,}208^2 \cdot 100 + 0{,}417^2 \cdot 132) \cdot 0{,}158 = 410$$

Valemist (4.2) saame masti tüvele

$$\eta_1 = 0{,}208 \frac{755}{410} = 0{,}38; \qquad \eta_2 = 0{,}625 \cdot 1{,}84 = 1{,}15 \qquad \eta_3 = 0{,}917 \cdot 1{,}84 = 1{,}68$$

vantidele

$$\eta' = 0{,}208 \cdot 1{,}84 = 0{,}38; \qquad \eta'' = 0{,}417 \cdot 1{,}84 = 0{,}77$$

Arvestades ainult masti esimest omavõnkesagedust, saame nüüd valemist (4.1) tuulekoormuse juurdekasvu pulsatsiooni toimel masti alumisele sektsioonile

$$\Delta q = M\xi\eta = 10{,}2 \cdot 1{,}9 \cdot 0{,}38 = 7{,}4 \text{ kG/m}$$

keskmisele sektsioonile

$$\Delta q = 10{,}2 \cdot 1{,}9 \cdot 1{,}14 = 21{,}7 \text{ kG/m}$$

konsoolsele osale

$$\Delta q = 10{,}2 \cdot 1{,}9 \cdot 1{,}67 = 32{,}7 \text{ kG/m}$$

alumistele vantidele

$$\Delta q = 0{,}158 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}38 = 0{,}06 \text{ kG/m}$$

ülemistele vantidele

$$\Delta q = 0{,}158 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}77 = 0{,}12 \text{ kG/m}$$

Summaarne tuulekoormus masti tüvele

$q_1 = q_{st} + \Delta q = 42$ kG/m; $q_2 = 64$ kG/m; $q_3 = 76$ kG/m

vantidele

$q' = 1{,}7$ kG/m; $\qquad q'' = 2{,}1$ kG/m

Masti sisejõud määrame etteantud toemomentide järgi. Kuna masti alumine sektsioon on vundamendile toetatud šarniirselt, valime sõlme *1* toemomendi väärtuseks $^2/_3$ vastava lihttala paindemomendist:

$$M_1 = \frac{-q_1 l_1^2}{12} = \frac{-0{,}042 \cdot 50^2}{12} = -8{,}8 \text{ tm}$$

Sõlme *2* toemoment on määratud masti konsoolse osa pikkusega

$$M_2 = \frac{-q_3 l_3^2}{2} = \frac{-0{,}076 \cdot 20^2}{2} = -15{,}2 \text{ tm}$$

Sõlmede ligikaudsed toereaktsioonid vastavalt valemile (4.22)

$$H_1 = 25 \cdot 42 + 25 \cdot 64 + \frac{1}{4} \cdot 1{,}7 \cdot 100 \cdot 3(1 + \overline{0{,}5}^2) = 2810 \text{ kG}$$

$$H_2 = 25 \cdot 64 + 20 \cdot 76 \frac{60}{50} + \frac{1}{4} \cdot 2{,}1 \cdot 132 \cdot 3(1 + 0{,}755^2) = 3750 \text{ kG}$$

Nendele vastavad kohalikud paindemomendid sõlmedes

$m_1 = 2{,}81 \cdot 0{,}72 \cdot \text{tg } 30° = 1{,}2$ tm
$m_2 = 3{,}75 \cdot 0{,}72 \cdot \text{tg } 49° = 3{,}1$ tm

Masti tüve ligikaudsed normaaljõud, võttes vantide eelpingeks 500 kG/cm^2,

$N_2 = 1{,}1(45 \cdot 0{,}100 + 4 \cdot 1{,}55 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}755) + 3{,}75 \cdot 1{,}15 = 12{,}3$ t
$N_1 = N_2 + 1{,}1(50 \cdot 0{,}100 + 4 \cdot 1{,}55 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}5) + 2{,}81 \cdot 0{,}577 = 21{,}1$ t

Masti tüve inertsmoment

$$I = F_1 \sum (R_i^2 + r^2) = 23{,}09(72^2 + 2 \cdot 36^2 + 3 \cdot 5{,}2^2) = 181\,300 \text{ cm}^4$$

Normaaljõu karakteristikud

$$u_1 = \frac{l_1}{2} \sqrt{\frac{N_1}{EI}} = 2500 \sqrt{\frac{21\,100}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 181\,300}} = 0{,}59$$

$$u_2 = \frac{l_2}{2} \sqrt{\frac{N_2}{EI}} = 2500 \sqrt{\frac{12\,300}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 181\,300}} = 0{,}45$$

Normaaljõu mõju arvestavad tegurid kolme momendi võrrandis

$\psi_1 = 1{,}108$; $\theta_1 = 1{,}190$; $\varkappa_1 = 1{,}162$
$\psi_2 = 1{,}059$; $\theta_2 = 1{,}103$; $\varkappa_2 = 1{,}090$

Andes ette sõlme *2* horisontaalpaigutise $x = 0{,}5$ m ning toemomendid, saame kolme momendi võrrandis (4.40) sõlme *1* jaoks ühe tundmatu (paigutis x). Kolme momendi võrrandi võime esitada kujul

$$2M_1(\psi_1 + \psi_2) + M_2\theta_2 + \frac{6EI}{l^2}(y_2 - 2y_1) + \frac{q_1 l^2 \varkappa_1}{4} + \frac{q_2 l^2 \varkappa_2}{4} -$$

$$- 2m_1\psi_1 + m_2\theta_2 = 0$$

millest

$$y_1 = 0{,}5y_2 + \frac{50^2}{2 \cdot 6 \cdot 2{,}1 \cdot 10^7 \cdot 18{,}13 \cdot 10^{-4}} \Big(-2 \cdot 8{,}8 \cdot 2{,}167 -$$

$$- 15{,}2 \cdot 1{,}103 + \frac{0{,}042 \cdot 50^2 \cdot 1{,}162}{4} + \frac{0{,}064 \cdot 50^2 \cdot 1{,}090}{4} -$$

$$- 2 \cdot 1{,}2 \cdot 1{,}108 + 3{,}1 \cdot 1{,}103 \Big) = 0{,}25 + 0{,}00548(-38{,}2 - 16{,}8 +$$

$$+ 30{,}3 + 43{,}6 - 2{,}7 + 3{,}4) = 0{,}36 \text{ m}$$

Sõlme *1* tasakaaluvõrrandist (4.41) saame

$$H_1 = \frac{1}{l}(-2M_1 + M_2 + N_1 y_1 - N_2 y_1 - N_2 y_2 - m_1 + m_2) +$$

$$+ \frac{(q_1 + q_2)l}{2} + \frac{q_{01} L_1 n}{4}(1 + \sin^2 \beta_1) = \frac{1}{50}(2 \cdot 8{,}8 - 15{,}2 +$$

$$+ 21{,}1 \cdot 0{,}36 + 12{,}3 \cdot 0{,}36 - 12{,}3 \cdot 0{,}50 - 1{,}2 + 3{,}1) +$$

$$+ \frac{(0{,}042 + 0{,}064) \cdot 50}{2} + \frac{0{,}0017 \cdot 100 \cdot 3}{4} \cdot 1{,}25 =$$

$$= 0{,}20 + 2{,}65 + 0{,}16 = 3{,}01 \text{ t}$$

Sõlme *2* tasakaaluvõrrandist

$$H_2 = \frac{1}{l}(M_1 - M_2 - N_2 y_1 - N_2 y_2 - m_2) + \frac{q_2 l}{2} + q_3 l_3 +$$

$$+ \frac{q_{02} L_2 n}{4}(1 + \sin^2 \beta_2) = \frac{1}{50}(-8{,}8 + 15{,}2 - 12{,}3 \cdot 0{,}36 +$$

$$+ 12{,}3 \cdot 0{,}50 - 3{,}1) + \frac{0{,}064 \cdot 50}{2} + 0{,}076 \cdot 20 +$$

$$+ \frac{0{,}0021 \cdot 132 \cdot 3}{4} 1{,}57 = 0{,}10 + 3{,}12 + 0{,}33 = 3{,}55 \text{ t}$$

Alumise korruse vantide võrrandites on

$$p_0 = 1{,}1 g_1^{\text{н}} \cos \beta_1 = 1{,}1 \cdot 1{,}56 \cdot 0{,}866 = 1{,}5 \text{ kG/m}$$

$$\frac{p_0^2 l^2 E}{24 F^2} = \frac{1{,}5^2 \cdot 10^{-10} \cdot 100^2 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8 \cdot 10^3}{24 \cdot 1{,}55^2} = 0{,}70$$

$$p_1 = p_0 + q \sin \beta_1 = 1{,}50 + 1{,}70 \cdot 0{,}500 = 2{,}35 \text{ kG/m}$$

$$\frac{p_1^2 l^2 E}{24F^2} = \frac{2{,}35^2 \cdot 10^{-10} \cdot 100^2 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8 \cdot 10^3}{24 \cdot 1{,}55^2} = 1{,}72$$

$$p_2 = \sqrt{(p_0 + q \cos\varphi \sin\beta)^2 + (q \sin\varphi)^2} =$$

$$= \sqrt{(1{,}5 - 1{,}7 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}5)^2 + (1{,}7 \cdot 0{,}866)^2} = 1{,}82 \text{ kG/m}$$

$$\frac{p_2^2 l^2 E}{24F^2} = \frac{1{,}82^2 \cdot 10^{-10} \cdot 100^2 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8 \cdot 10^3}{24 \cdot 1{,}55^2} = 1{,}03$$

Vantide võrrandid (4.24 ... 4.27) võime esitada kujul

$$\left(\sigma_1 - \frac{1{,}72}{\sigma_1^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{0{,}70}{\sigma_0^2}\right) - 1800 \cdot \frac{0{,}36}{100} \cdot 0{,}866 = 0$$

$$\left(\sigma_2 - \frac{1{,}03}{\sigma_2^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{0{,}70}{\sigma_0^2}\right) + 0{,}5 \cdot 1800 \cdot \frac{0{,}36}{100} \cdot 0{,}866 = 0$$

$$H_1 = F(\sigma_1 - \sigma_2)\cos\beta_1$$

Siit saame

$\sigma_0 = 0{,}44$ t/cm^2
$\sigma_1 = 2{,}64$ t/cm^2
$\sigma_2 = 0{,}40$ t/cm^2

Ülemise korruse vantide võrrandites on

$$p_0 = 1{,}1 g_2 \cos\beta_2 = 1{,}1 \cdot 1{,}56 \cdot 0{,}656 = 1{,}12 \text{ kG/m}$$

$$\frac{p_0^2 l^2 E}{24F^2} = \frac{1{,}12^2 \cdot 10^{-10} \cdot 132^2 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8 \cdot 10^3}{24 \cdot 1{,}55^2} = 0{,}68$$

$$p_1 = p_0 + q \sin\beta_2 = 1{,}12 + 2{,}1 \cdot 0{,}755 = 2{,}70 \text{ kG/m}$$

$$\frac{p_1 l^2 E}{24F^2} = \frac{2{,}70^2 \cdot 10^{-10} \cdot 132^2 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8 \cdot 10^3}{24 \cdot 1{,}55^2} = 3{,}97$$

$$p_2 = \sqrt{(1{,}12 - 2{,}1 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}755)^2 + (2{,}1 \cdot 0{,}656)^2} = 1{,}42 \text{ kG/m}$$

$$\frac{p_2^2 l_2^2 E}{24F^2} = \frac{1{,}42^2 \cdot 10^{-10} \cdot 132^2 \cdot 10^4 \cdot 1{,}8 \cdot 10^3}{24 \cdot 1{,}55^2} = 1{,}10$$

Ülemise korruse vantide võrranditest

$$\left(\sigma_1 - \frac{3{,}97}{\sigma_1^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{0{,}68}{\sigma_0^2}\right) - 1800\,\frac{0{,}50}{132}\,0{,}656 = 0$$

$$\left(\sigma_2 - \frac{1{,}42}{\sigma_2^2}\right) - \left(\sigma_0 - \frac{0{,}68}{\sigma_0^2}\right) + 0{,}5 \cdot 1800\,\frac{0{,}50}{132}\,0{,}656 = 0$$

$H_2 = F(\sigma_1 - \sigma_2)\cos\beta_2$

saame

$\sigma_0 = 0{,}73$ t/cm²; $\sigma_1 = 4{,}13$ t/cm²
$\sigma_2 = 0{,}64$ t/cm²

Vantide maksimaalne pinge

$\sigma = 4{,}13$ t/cm²

arvutustugevus purustava pinge juures $\sigma_{pur} = 160$ kG/mm² ($m = 0{,}5$)

$$R = 0{,}5 \cdot 0{,}65 \cdot \frac{20{,}3}{1{,}55} = 4{,}26 \text{ t/cm}^2$$

Edasi leiame sõlmede täpsustatud kohalikud paindemomendid

$m_1 = 3{,}01 \cdot 0{,}72 \cdot \operatorname{tg} 30° = 1{,}2$ tm

$m_2 = 3{,}55 \cdot 0{,}72 \cdot \operatorname{tg} 49° = 2{,}9$ tm

Masti tüve normaaljõud

$$N_2 = 1{,}1 \cdot 45 \cdot 0{,}100 + 1{,}55(4{,}13 + 2 \cdot 0{,}64) \cdot \frac{100}{132} =$$

$$= 5{,}0 + 6{,}4 = 11{,}4 \text{ t}$$

$$N_1 = 11{,}4 + 1{,}1 \cdot 50 \cdot 0{,}100 + 1{,}55(2{,}64 + 2 \cdot 0{,}40) \cdot \frac{50}{100} =$$

$$= 11{,}4 + 5{,}5 + 2{,}7 = 19{,}6 \text{ t}$$

Vastavad normaaljõu karakteristikud

$$u_1 = 2500 \sqrt{\frac{19\,600}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 181\,300}} = 0{,}57$$

$$u_2 = 2500 \sqrt{\frac{11\,400}{2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 181\,300}} = 0{,}43$$

erinevad esialgselt valituist vähe.

Masti tüve toemomendid on vastavalt

$M'_1 = -8{,}8 + 1{,}2 = -7{,}6$ tm; $M'_2 = -15{,}2 + 3{,}1 = -12{,}1$ tm

$M''_1 = -8{,}8$ tm; $M''_2 = -15{,}2$ tm

Maksimaalsed avamomendid on alumises sektsioonis (kaugusel $x = 0{,}43\,l$ alumisest toest)

$$M_{01} = \frac{q_1}{2} x(l-x) - M'_1 \frac{x}{l} = \frac{0{,}042}{2} 21{,}5 \cdot 28{,}5 - 7{,}6 \frac{21{,}5}{50} =$$

$$= 13{,}0 - 3{,}3 = 9{,}7 \text{ tm}$$

ülemises sektsioonis (ava keskel)

$$M_{02} = \frac{q_2 l^2}{8} - \frac{M''_1 + M'_2}{2} = \frac{0{,}064 \cdot 50^2}{8} - \frac{8{,}8 + 12{,}1}{2} =$$

$$= 20{,}0 - 10{,}5 = 9{,}5 \text{ tm}$$

Maksimaalsed pinged masti tüve enamkoormatud vöös alumises sektsioonis

$$\sigma = \frac{N}{F} + \frac{My}{I} = \frac{19{,}6}{69{,}3} + \frac{970 \cdot 72}{181\,300} = 0{,}27 + 0{,}39 = 0{,}66 \text{ t/cm}^2$$

ülemises sektsioonis

$$\sigma = \frac{11{,}4}{69{,}3} + \frac{1520 \cdot 72}{181\,300} = 0{,}16 + 0{,}60 = 0{,}76 \text{ t/cm}^2$$

Vöö nõtkepikkus

$l_0 = 250$ cm

Saledus

$$\lambda = \frac{250}{5{,}2} = 48; \qquad \varphi = 0{,}88; \qquad \varphi R = 0{,}88 \cdot 2{,}1 = 1{,}85 \text{ t/cm}^2$$

Masti üldstabiilsuse kontrollimiseks leiame valemist (4.45) tugede järeleandvust iseloomustavad tegurid

$$\psi_1 = \frac{H_1 l^3}{x_1 EI} = \frac{3010 \cdot 50^3 \cdot 10^6}{36 \cdot 21 \cdot 10^6 \cdot 181\,300} = 27{,}6$$

$$\psi_2 = \frac{H_2 l^3}{x_2 EI} = \frac{3550 \cdot 50^3 \cdot 10^6}{50 \cdot 2{,}1 \cdot 10^6 \cdot 181\,300} = 23{,}3$$

Selle teguri keskmisele väärtusele

$$\psi_k = \frac{27{,}6 + 23{,}3}{2} = 25{,}4$$

saame jooniselt 364 keskmise nõtkepikkuse teguri

$\mu = 1{,}08$

Üksikute sillete nõtkepikkuste leidmiseks määrame valemist (4.46) tegurid

$$\mu_1 = \frac{1{,}08}{\frac{0{,}57}{2}\left(\frac{1}{0{,}57}+\frac{1}{0{,}43}\right)} = 0{,}93$$

$$\mu_2 = \frac{1{,}08}{\frac{0{,}43}{2}\left(\frac{1}{0{,}57}+\frac{1}{0{,}43}\right)} = 1{,}23$$

Vastavad nõtkepikkused

$l_{01} = 0{,}93 \cdot 50 = 46{,}5$ m; $\quad l_{02} = 1{,}23 \cdot 50 = 61{,}5$ m

Masti tüve inertsraadius

$$r = \sqrt{\frac{181\,300}{69{,}3}} = 51 \text{ cm}$$

Vastavad saledused

$$\lambda_1 = \frac{4650}{51} = 91; \qquad \lambda_2 = \frac{6150}{51} = 120$$

redutseeritud saledused

$$\lambda_{red} = \sqrt{\lambda^2 + k\frac{F}{F_d}}; \qquad \lambda_{1\,red} = \sqrt{91^2 + 27\frac{69{,}3}{9{,}04}} = 92$$

$$\lambda_{2\,red} = \sqrt{120^2 + 27\frac{69{,}3}{9{,}04}} = 121$$

Suhtelised ekstsentrilisused

$$m_1 = \frac{M_1 Fy}{1{,}3N_1 I} = \frac{970 \cdot 69{,}3 \cdot 72}{1{,}3 \cdot 21{,}1 \cdot 181\,300} = 0{,}98$$

$$m_2 = \frac{M_2 Fy}{1{,}3N_2 I} = \frac{1520 \cdot 69{,}3 \cdot 72}{1{,}3 \cdot 12{,}3 \cdot 181\,300} = 2{,}56$$

Sellele vastavad nõtketegurid

$\varphi_{вн} = 0{,}388$ ja $\varphi_{вн} = 0{,}204$

Pinged normaaljõust (arvestades tegurit 1,3)

$$\sigma_1 = \frac{1{,}3 \cdot 21{,}1}{69{,}3} = 0{,}400 < \varphi_{BH} R = 0{,}388 \cdot 2{,}1 = 0{,}81 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{1{,}3 \cdot 12{,}3}{69{,}3} = 0{,}237 < \varphi_{BH} R = 0{,}204 \cdot 2{,}1 = 0{,}42 \text{ t/cm}^2$$

Masti tüve maksimaalne põikjõud

$Q = 1{,}70$ t

Diagonaali maksimaalne sisejõud

$$S_d = \frac{Q}{2 \cos \alpha \cos \gamma} = \frac{1{,}70}{2 \cdot 0{,}707 \cdot 0{,}866} = 1{,}39 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{1{,}39}{9{,}04} = 0{,}154 \text{ t/cm}^2$$

Diagonaali pikkuse ja inertsraadiuse suhe

$$\frac{l_d}{r} = \frac{353}{2{,}55} = 138$$

Sellele vastab (vt. tabel 4.12)

$\mu_d = 0{,}74$
$l_0 = 0{,}74 \cdot 353 = 262$ cm

Diagonaali saledus

$$\lambda = \frac{262}{2{,}55} = 103$$

Kriitiline pinge

$\varphi R = 0{,}58 \cdot 2{,}1 = 1{,}22 \text{ t/cm}^2 > \sigma$

Teiste koormuskombinatsioonide sisejõude kontrollitakse analoogiliselt.

4.3. RAADIO-, TELEVISIOONI- JA RAADIORELEELIINIDE MASTID

Raadio- ja televisiooniantennide ning raadioreleeliinide antennide ja reflektorite toetamiseks kasutatakse nii tornmaste kui ka vantidega maste. Masti kõrgus võib olla paarikümnest meetrist kuni 400 ... 500 meetrini.

Olenevalt saatja ülesandest ja lainepikkusest võib raadioantenni konstruktsioon olla väga mitmesugune, ala-

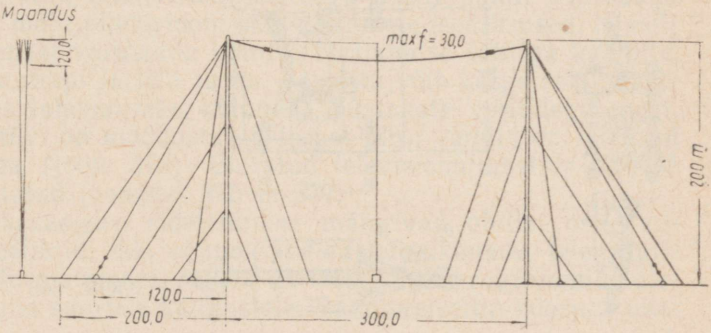
tes mastide vahele riputatud juhtmest kuni keeruka ruumilise süsteemini. Kesklainesaatjatel on enamasti raadiomast ise antenniks (joon. 366). Pikklainesaatjate antennid aga moodustatakse tavaliselt horisontaalsete ja vertikaalsete juhtmete võrgust, mis on riputatud kõrgete mastide vahele (joon. 367). Raadiomastid peavad olema vundamendist isoleeritud. Vantidega masti tüve isolaator (joon. 368, *a*) peab vastu võtma ainult survejõu, tornmasti isolaatorid (joon. 368, *b*) aga nii surve- kui ka tõmbejõu. Vandid jaotatakse spetsiaalsete isolaatoritega (joon. 368, *c*, *d*) üksikuteks omavahel ja masti tüvest isoleeritud osadeks.

NSV Liidu juhtivate projekteerimisorganisatsioonide poolt on välja töötatud mitmeid torn- ja vantidega raadiomastide tüüpprojekte. Kolmetahuliste tornmastide skeeme on toodud joonisel 369. Joonisel 370 on esitatud horison-

JOON. 366

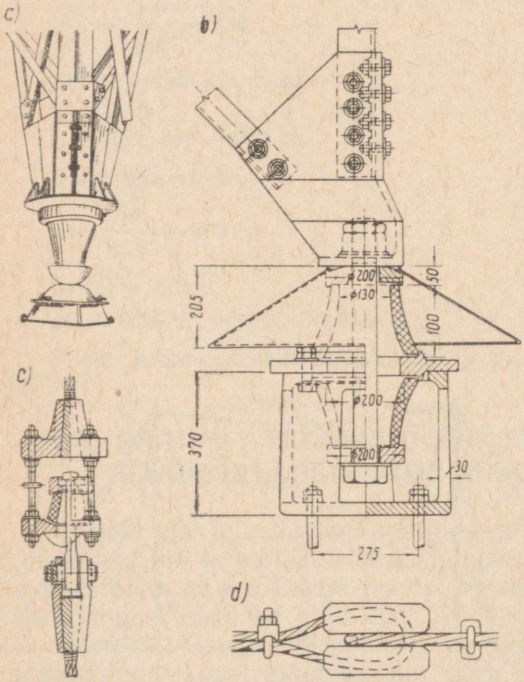


JOON. 367

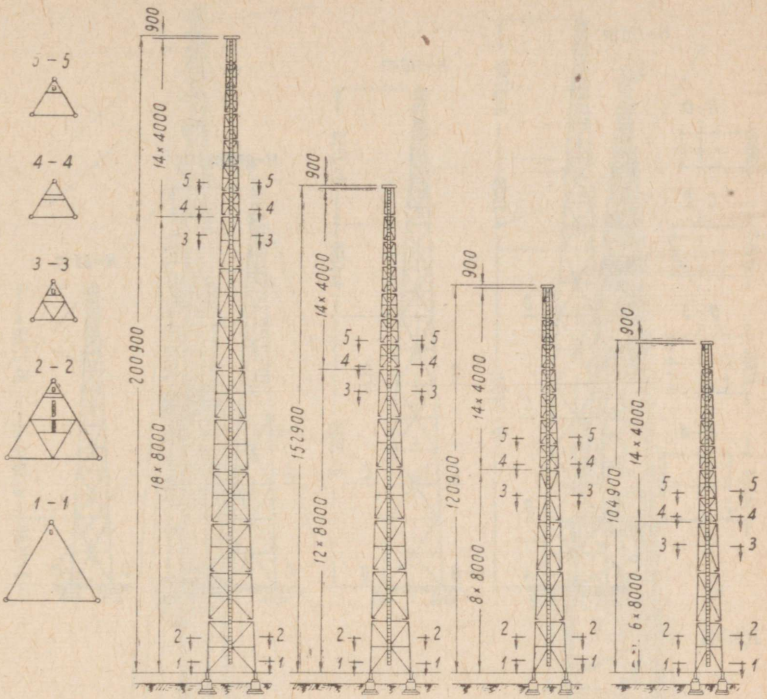


taalsete antennide riputamiseks määratud neljatahuliste 65...125 m kõrguste mastide skeeme, joonisel 371 — 45...400 m kõrguste, vantidega kolmetahuliste mastide skeem. Püstitatud raadiomastide näiteid on toodud joonistel 372 ja 373.

Televisiooni kaasaegseid antenniseadmeid iseloomustab nende suur kõrgus (ca 100 m). Televisiooni saateraadius oleneb otseselt antenni kõrgusest, s. o. televisioonimasti kõrgusest. Kuna televisioonimasti maksumus moodustab televisioonijaama kogumaksumusest vaid 10... 20%, on otstarbekas ehitada kõrgeid maste (400...500 m ja enam). Antenni paigutust arvestades moodustatakse tornmastid põhiliselt neljatahulistena. NSV Liidus on püstitatud suurel hulgal 180 + 12 m kõrgusi tüüpmaste (joon. 374), mille vööd ja võrgupostid on moodustatud



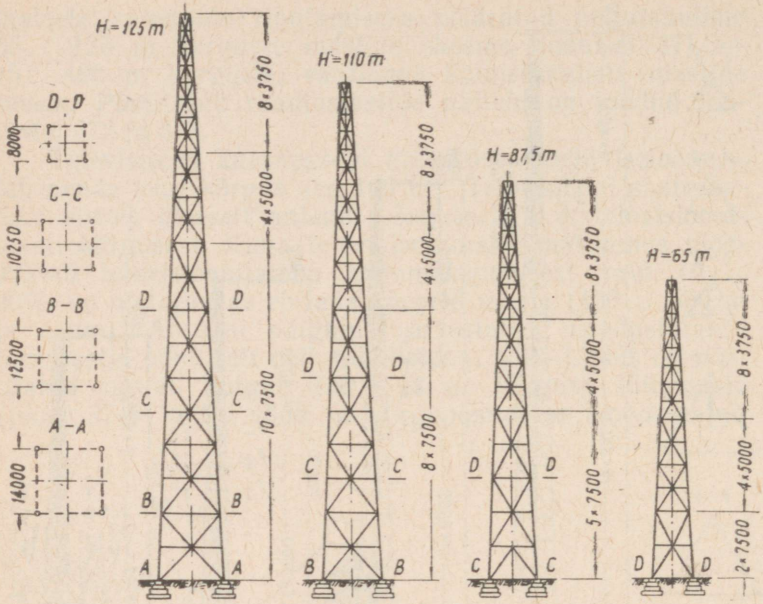
JOON. 368



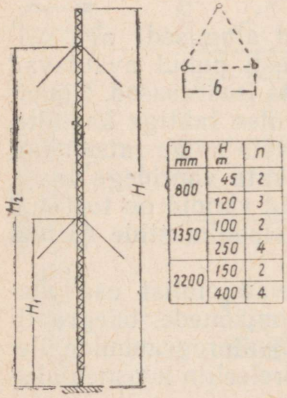
JOON. 369

torudest, diagonaalid (välja arvatud alumised) aga eelpingestatud ümarterasest. Kõrge masti puhul avaldavad olulist mõju televisiooni saateseadmete iseärasused. Nimelt tuleb mast varustada kinnise vertikaalse šahtiga kaablite, fiidrite, trepi ja lifti jaoks. Seetõttu võib kõige ratsionaalsemaks lahenduseks kujuneda püstakate vantidega mast, mille tüvi on moodustatud torust ning vandid on toetatud raadega (joon. 376). Ehitatud televisioonimastide näiteid on esitatud joonistel 375 ja 377.

Kaasaegses sidetehnikas mängivad olulist osa raadioreleeliinid, mis võimaldavad telefonikõnede, telegraafilise informatsiooni, raadio- ja televisiooniprogrammide ülekandmist suurtele kaugustele. Raadioreleeliin koosneb üks-

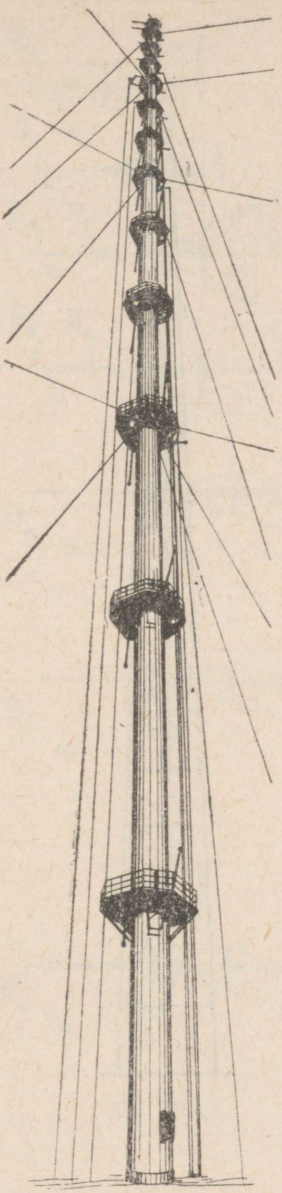


JOON. 370

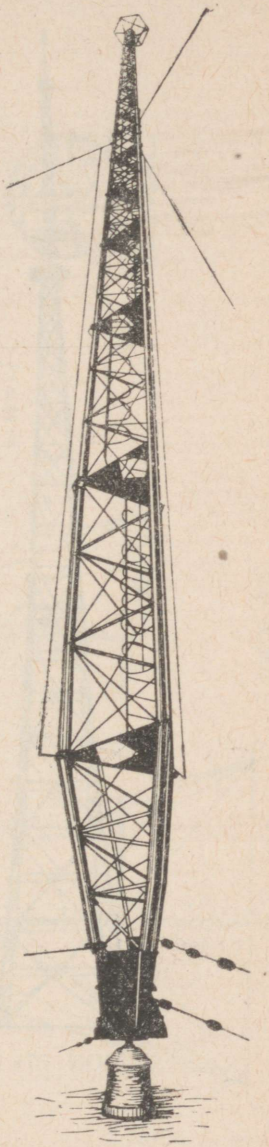


b mm	H m	n
800	45	2
	120	3
1350	100	2
	250	4
2200	150	2
	400	4

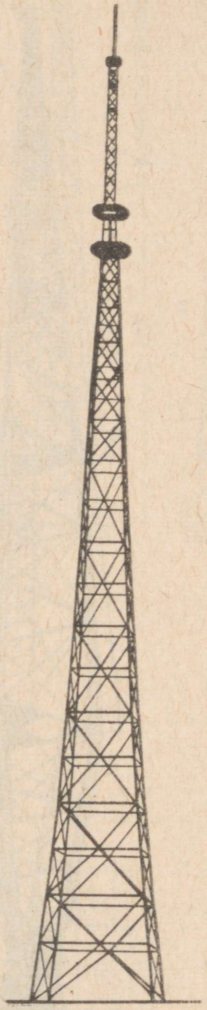
JOON. 371



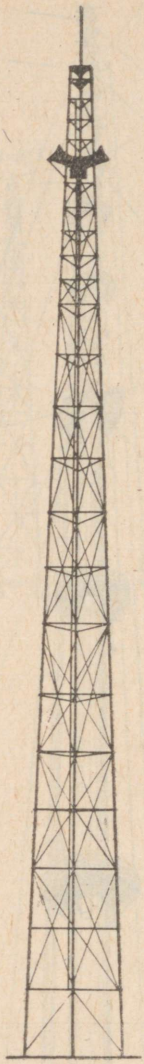
JOON. 372



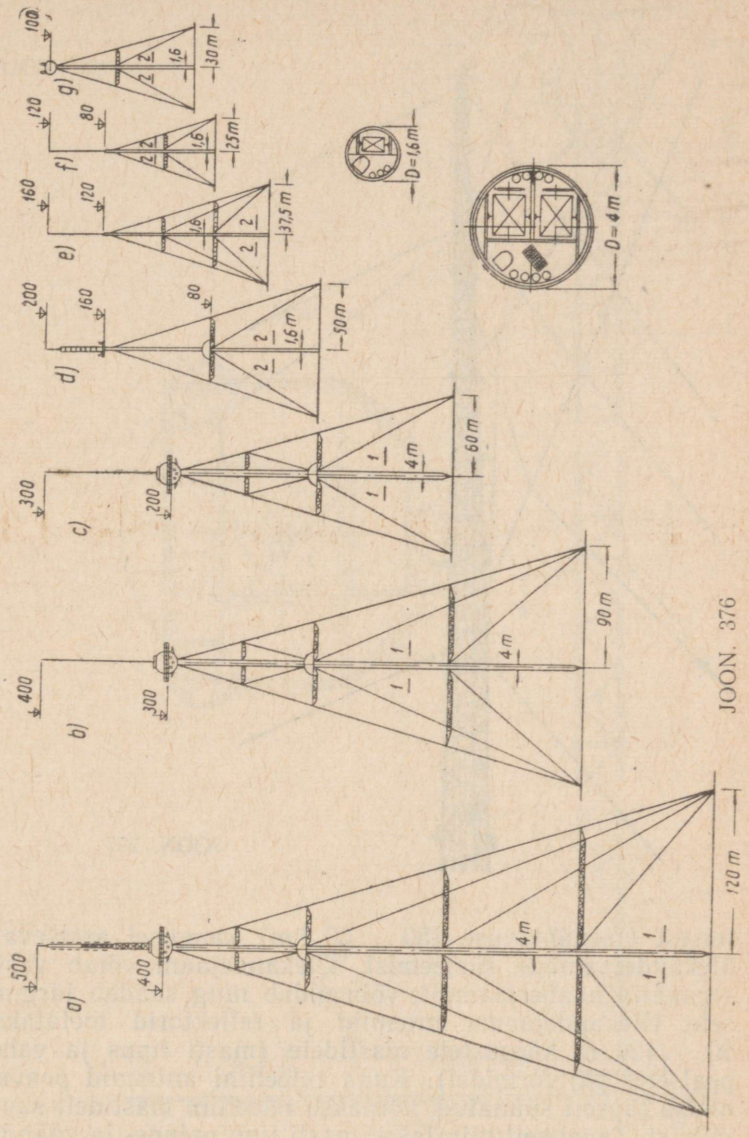
JOON. 373



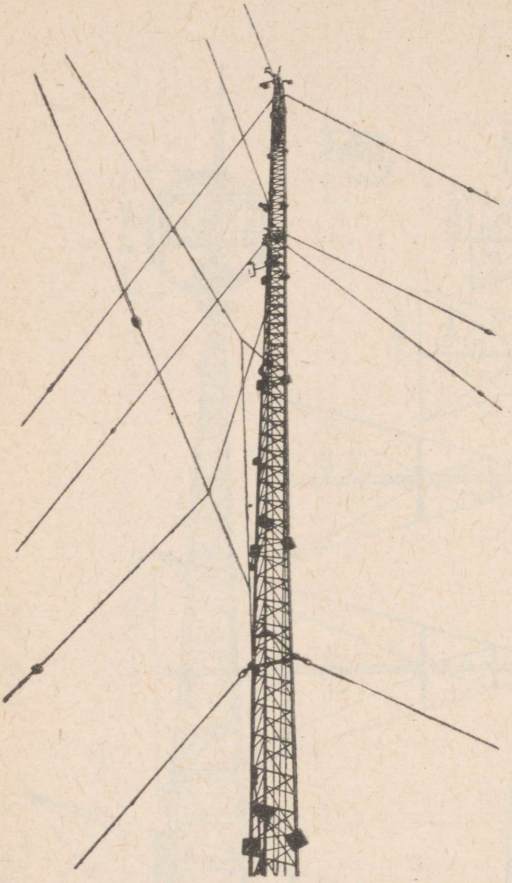
JOON. 374



JOON. 375


a)
500
400
4 m
1
1
120 m
b)
400
300
4 m
1
1
90 m
c)
300
200
4 m
1
1
60 m
d)
200
160
80
2
2
1,6 m
50 m
e)
160
120
80
2
2
1,6
37,5 m
f)
120
80
2
2
1,6
25 m
g)
100
80
2
2
1,6
30 m
D = 1,6 m
D = 4 m

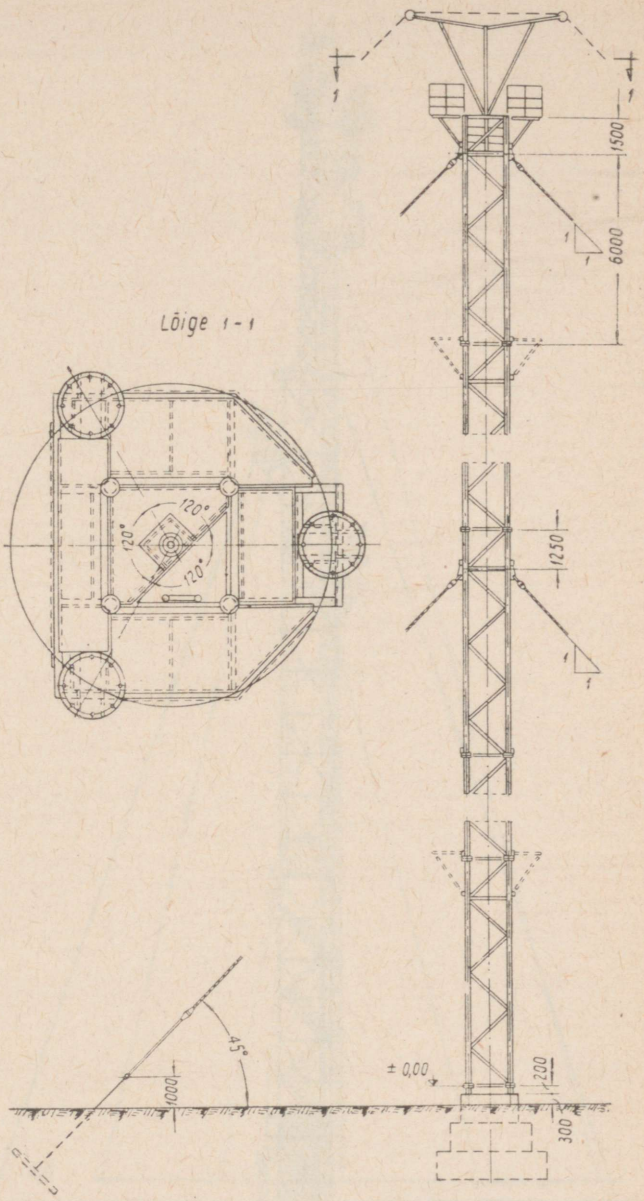
JOON. 376

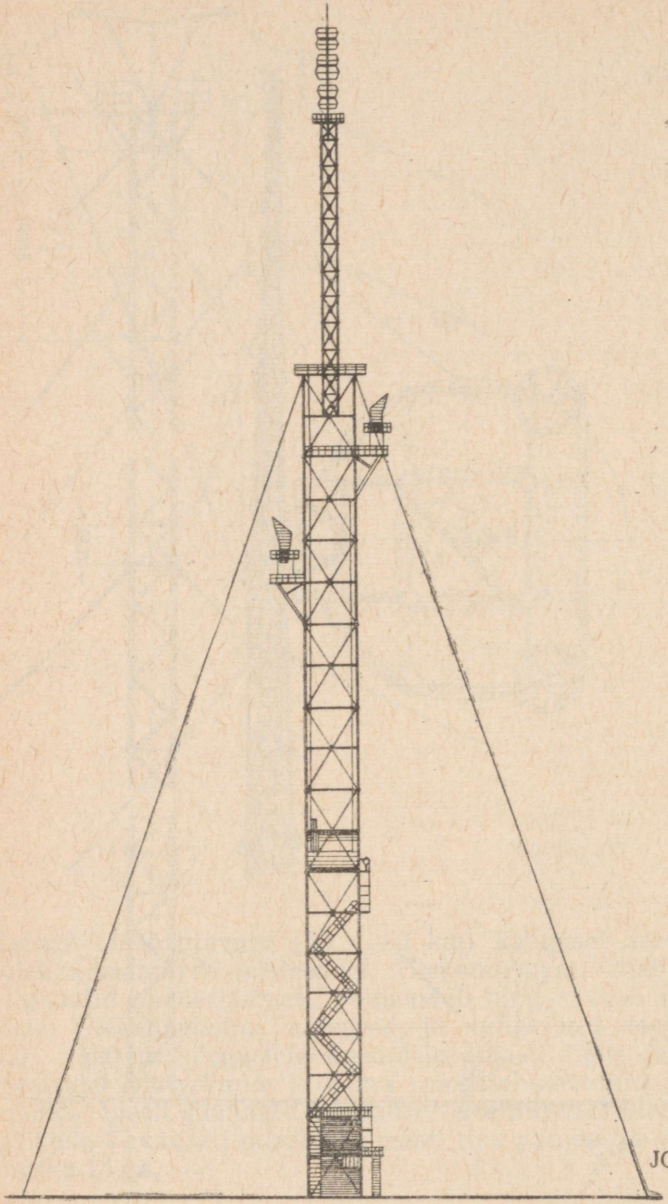


JOON. 377

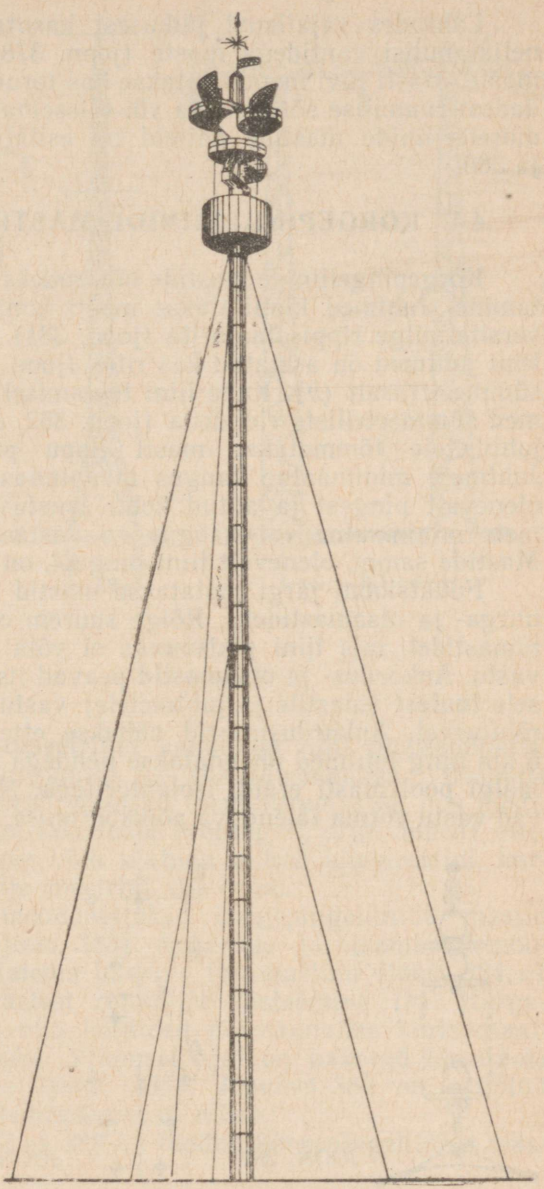
teisest otsenähtavuse (50 . . . 60 km) kaugusel asetsevate ülekandejaamade süsteemist. Ülekandejaam võtab vastu signaalid naaberjaamalt, võimendab ning saadab järgmisele. Ülekandejaama antennid ja reflektorid toetatakse 60 . . . 120 m kõrgustele mastidele (masti tipus ja vahepealsetel platvormidel). Kuna releeliini antennid peavad olema täpselt suunatud, nõutakse releeliini mastidelt suurt jäikust. Tavaliselt piiratakse masti tipu painde- ja väändenurka 1°-ga.

JOON. 378


1
1
1500
1
1
6000
Lõige 1-1
120°
120°
120°
1250
1
1
45°
1000
± 0,00
1200
300



JOON. 379



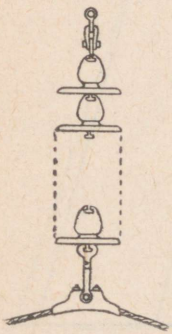
JOON. 380

Lähtudes vajalikust jäikusest kasutatakse peamiselt neljatahulisi vantidega maste (joon. 378), kuid ka tornmaste. Masti tüvi moodustatakse kas torudest või nurkraudadest ruumilise sõrestikuna või täisseinalise toruna. Raadioreleeliinide mastide näiteid on esitatud joonistel 379 ja 380.

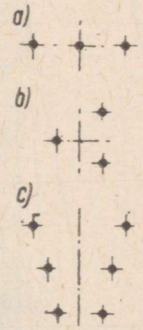
4.4. KÕRGEPINGELIINIDE MASTID

Kõrgepingeliinide mastide ülesandeks on juhtmete toetamine. Juhtmed kinnitatakse masti konsoolide või traaversite külge rippisolaatorite (joon. 381) vahendusel. Ühe liini juhtmed on asetatud kas ritta (joon. 382, *a*) või ebasümmeetriliselt (*b*). Kahe liini toetamisel asetatakse juhtmed sümmeetriliste ridadena (joon. 382, *c*). Lisaks voolujuhtmetele tõmmatakse masti tippu piksekaitsetrossid. Juhtmete minimaalne kaugus maapinnast on 4,5 ... 7 m olenevalt pingest ja antud koha asustustihedusest. Juhtmete minimaalne vahekaugus on vastavalt 0,5 ... 1,5 m. Mastide samm, olenevalt liini pingest, on 200 ... 600 m.

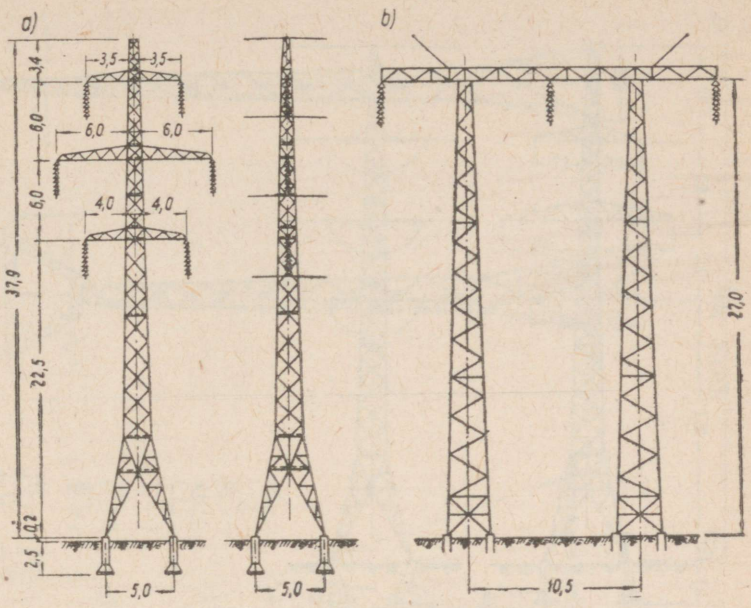
Funktsiooni järgi jaotatakse mastid liini-, ankurdus-, nurga- ja otsamastideks. Kõige suurem osatähtsus on liinimastidel, mis liini pikisuunas ei võta olulisi koormusi vastu. Ankurdus- ja otsamastid peavad lisaks põikkoormusele tuulest (mastile ja juhtmetele) vastu võtma juhtmete rõhtturvet. Ankurdusmastid nähakse ette sammuga 3 ... 5 km ning juhtmed ühendatakse nendega liikumatult kummalgi pool masti eraldi isolaatoritega. Nurgamastid peavad vastu võtma täiendava põikkoormuse, mis võrdub juht-



JOON. 381



JOON. 382

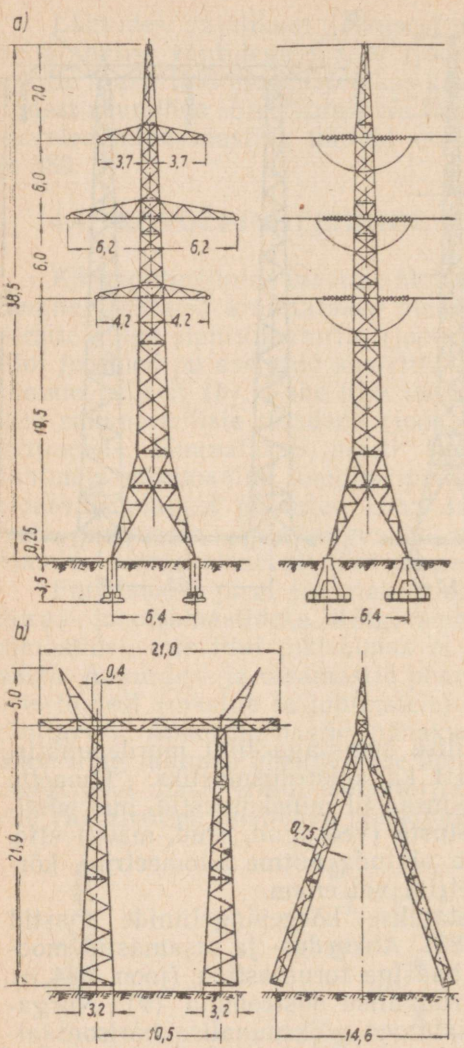


JOON. 383

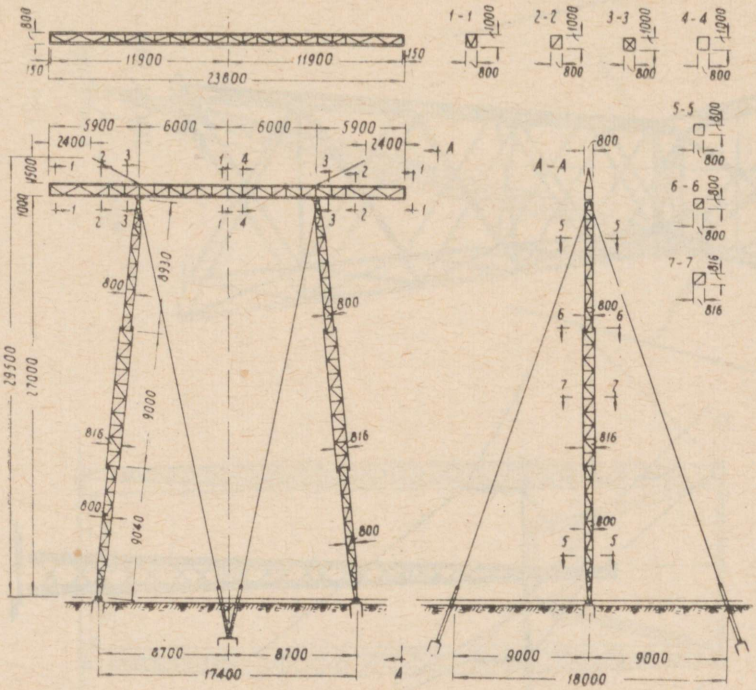
mete turvete geomeetrilise summaga liini murdepunktis. Tavaliselt on nurgamast ka ankurdusmastiks. Omaette rühma moodustavad võimsad üleminekumastid, mis püstitatakse looduslike takistuste (veekogud, orud, mäed) ette. Nende vahekaugus võib ulatuda mitme kilomeetrini, kõrgus aga paarisaja meetrini või enam.

Tavaliselt moodustatakse kõrgepingeliinide mastid tornmastidena (joon. 383). Ankurdus- ja otsamastid moodustatakse kas laiema baasiga tornmastina (joon. 384, *a*) või sõrestikvarrastest ruumilise süsteemina (*b*). Nurgamastidel võivad olla kaldtoed põiksuunalise horisontaaljõu vastuvõtmiseks. Viimasel ajal on hakatud kasutama vantidega maste (joon. 385). Joonisel 386 on esitatud 80 m kõrguse üleminekumasti näide.

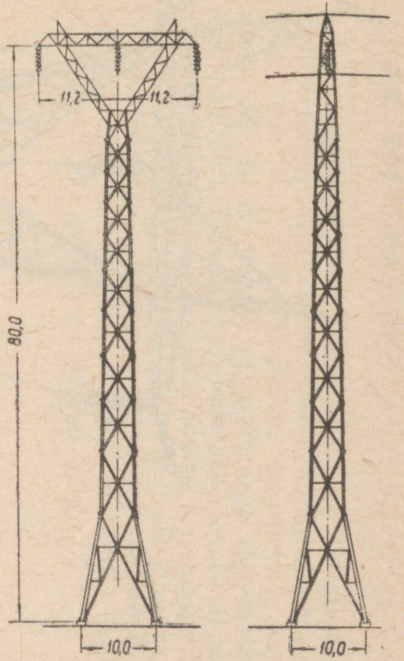
Joonistel 387 ja 388 on toodud kõrgepingeliinide mastide näiteid.


a)
7,0
6,0
6,0
38,5
19,5
0,25
3,5
3,7
3,7
6,2
6,2
4,2
4,2
6,4
6,4
b)
21,0
0,4
5,0
21,9
0,75
3,2
3,2
10,5
14,6

JOON. 384

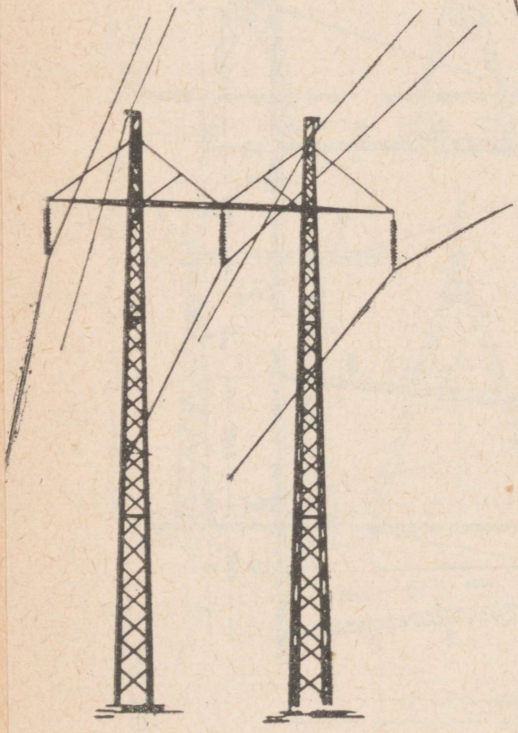


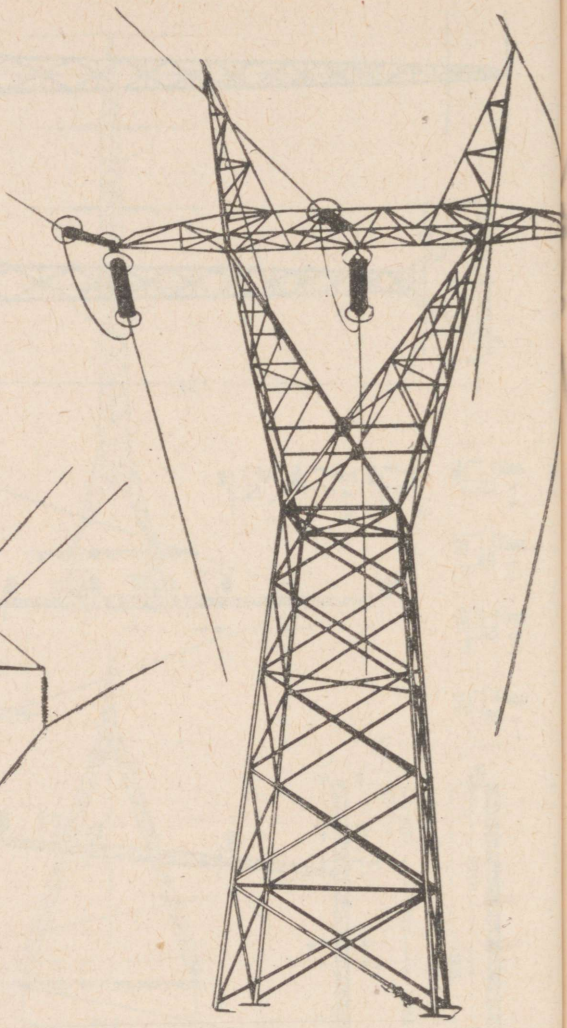
JOON. 385



JOON. 386

JOON. 387

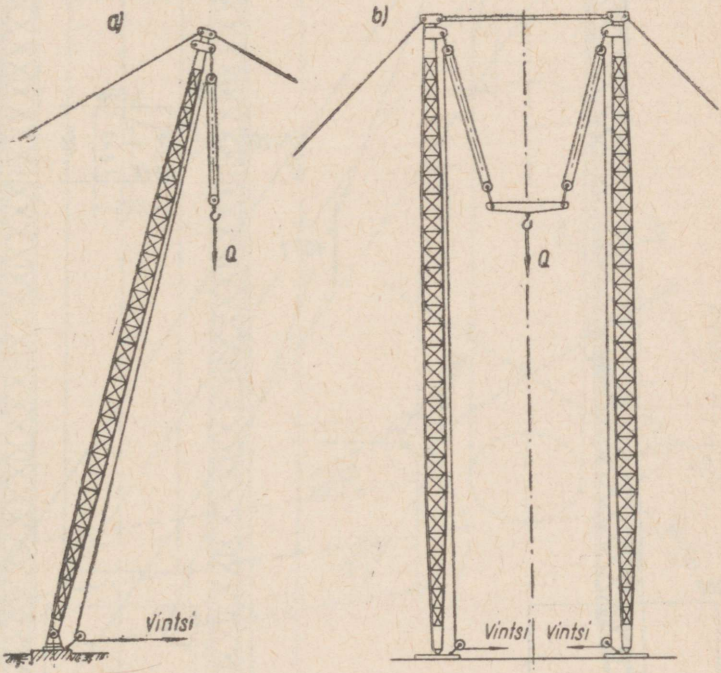




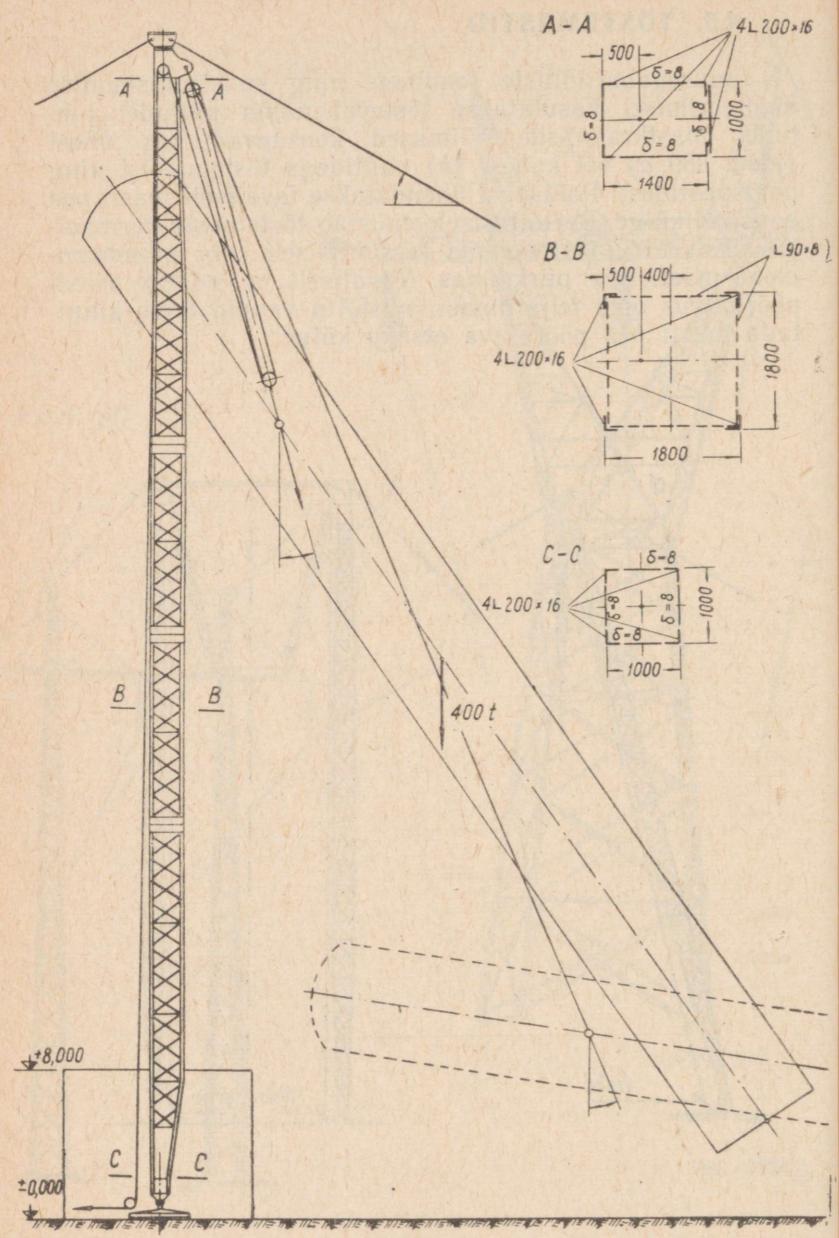
JOON. 388

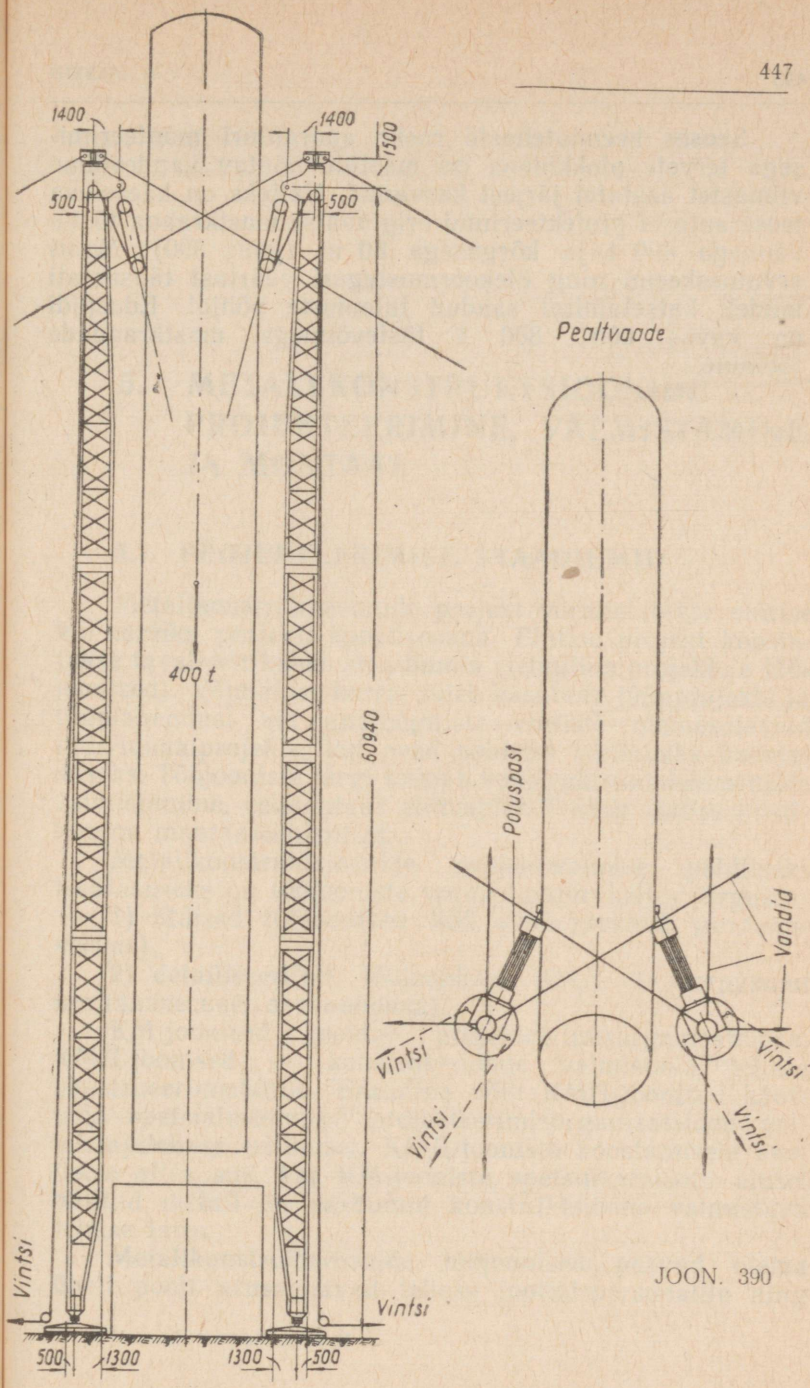
4.5. TÕSTEMASTID

Suuregabariidiliste seadmete ning konstruktsioonide monteerimisel kasutatakse tõstevahendina paljudel juhtudel mastkraanasid. Viimased koosnevad kas ühest (joon. 389, *a*) või kahest (*b*) vantidega tõstemastist ning polüspastidest. Polüspast ühendatakse tavaliselt masti pea konsooli külge. Seetõttu iseloomustab tõstemaste normaaljõu ekstsentriline rakendus ja suhteliselt suur paindemoment masti pea piirkonnas. Tavaliselt on nõutav masti pööratavus oma telje ümber, mistõttu vandid tuleb kinnitada masti pea pööratava otsaku külge.



JOON. 389


A - A
4L 200×16
500
δ=8
δ=8
δ=8
δ=8
1000
1400
B - B
L 90×8
500
400
4L 200×16
1800
1800
C - C
δ=8
4L 200×16
δ=8
δ=8
δ=8
1000
1000
A
A
B
B
400 t
+8,000
±0,000
C
C


1400
1400
1500
500
500
400 t
60940
Vintsi
Vintsi
500
1300
1300
500
Pealtvaade
Poluspast
Vandid
Vintsi
Vintsi
Vintsi
Vintsi

JOON. 390

Seoses keemiatehaste raske aparatuuri monteerimisega tervete plokkidena on mastide nõutav kandevõime viimastel aastatel järjest kasvanud. Näiteks on käesoleva teose autorid projekteerinud originaalse mastkraana tõstevõimega 400 t ja kõrgusega 60 m (joon. 390). Masti arvutusskeemi ning ülekoormusteguri väärtust täpsustati mudeli katsetamisel saadud tulemuste põhjal. Edaspidi on kavas 600 ... 800 t tõstevõimega mastkraanade loomine.

5. METALLKONSTRUKTSIOONIDE PROJEKTEERIMINE, VALMISTAMINE JA MONTAAŽ

5.1. PROJEKTEERIMISE STAADIUMID

Metallkonstruktsioonide projekt vormistatakse ehitise kui terviku projekti koostisosana. Ehitise projekt koostatakse tavaliselt kahes staadiumis (tehniline projekt ja tööjoonised). Võimaluse korral tuleb kasutada tüüpprojekte ja tüüplahendusi või analoogiliste ehitiste olemasolevaid individuaalprojekte, kui need sobivad korduvaks kasutamiseks. Tööjooniste järgi toimub konstruktsioonielementide valmistamine, eelmontaaž ehitusplatsil ning ehitise püstitamine montaažiühikutest.

Metallkonstruktsioonide projekteerimise põhiliseks iseärasuseks on tööjooniste vormistamine kahes järgus:

1) üldised tööjoonised КМ (конструкции металлические),

2) detailiseeritud tööjoonised КМД (конструкции металлические, деталировка).

КМ-joonised koostab projekteerimisorganisatsioon, КМД-joonised — konstruktsioone valmistava tehase konstrueerimisbüroo. Erandina võib КМД-joonised koostada spetsialiseerunud projekteerimisorganisatsioon valmistajatehase tellimisel. КМД-jooniste koostamisele asutakse alles siis, kui КМ-jooniste spetsifikatsiooni alusel tellitud metall on saabunud konstruktsioone valmistava tehase lattu.

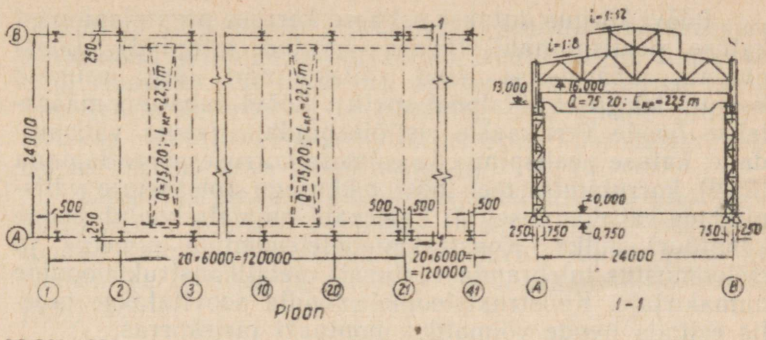
Metallkonstruktsioonide tööjoonised peavad olema ühelt poolt arusaadavad tehase tootmispersonalile ning

teiselt poolt minimaalse mahuga. Seepärast tuleb tööjoonised koostada väljakujunenud etalonide kohaselt. Kõik mõõtmed metallkonstruktsioonide joonistel antakse millimeetrites.

5.2. KM-JOONISED

Metallkonstruktsioonide tööjoonised KM koostatakse kõigi konstruktsioonide jaoks, mis kuuluvad valmistamisele metallkonstruktsioonide tehases. Ehitusplatsil valmistatavate väikeste, teisejärguliste konstruktsioonide (trepid, kanalite katteplaadid, piirded, restid jms.) jooniseid projekti KM-osas ei esitata. KM-joonistel peavad olema toodud vajalikud andmed КМД-jooniste koostamiseks ilma projekti arhitektuurilisi ja muid jooniseid kasutamata. NSV Liidu Riiklik Ehituskomitee on kinnitanud ühtsed juhised tööstushoonete metallkonstruktsioonide tööjooniste KM koostamiseks [28]. Neid juhiseid saab rakendada ka muude ehitiste metallkonstruktsioonide projekti vormistamisel. Vastavalt neile juhistele koosneb KM-projekt järgmistest osadest: seletuskiri, ehitise skeem koos põhinäitajatega, metalli spetsifikatsioon profiilide kaupa, konstruktsioonielementide asendiskeemid, ehitise lõiked, konstruktsioonielementide tööjoonised, sõlmede ja vundamentide joonised ning andmed koormuste ja sisejõudude kohta. Jooniste vormistamisel soovitatakse kasutada järgmisi mõõtvahekordi (sulgudes vähem soovitatavad): ehitise skeemid — 1 : 400, 1 : 800, (1 : 500); konstruktsioonielementide asendiskeemid — 1 : 200, 1 : 400; ehitise lõiked — 1 : 50, 1 : 100, (1 : 75); konstruktsioonielementide tööjoonised — 1 : 20, 1 : 50, 1 : 100; sõlmede joonised — 1 : 10, 1 : 20, (1 : 15).

KM-jooniste tiitellehel (või lehtedel) esitatakse seletuskiri, ehitise skeem (vt. joon. 391) ja põhinäitajad. Seletuskirjas tuleb viidata kinnitatud tehnilisele projektile või eelprojektile ja anda andmed kohalike tingimuste kohta, hoone karkassi arvutusskeem ja konstruktsiooni põhilise lahenduse kirjeldus, juhised metalli margi ja elektroodide tüübi valiku ning tehase- ja montaažiühenduste moodustamise kohta, juhised eelmontaaži ning konstruktsioonide monteerimise järjekorra kohta, viide projektis kasutatud



JOON. 391

tüüplahendustele ning standardsetele elementidele, konstruktsioonide valmistamise ja montaaži tehnilised tingimused, kui need erinevad tavalistest, ning projektis kasutatud tingliku nullkõrguse absoluutne väärtus.

Ehitise skeemil esitatakse plaanid ja lõiked, millelt on näha löövide ja kraanade asukohad, kraanateede kõrgusmärgid ja nende sidumine hoone telgedega, sõrestike alumise vöö kõrgusmärgid.

Põhinäitajad vormistatakse kahe tabeli kujul.

Hoone iseloomustus

Löövi nimetus	Löövi sille m	Löövi kõrgus m	Kraana iseloomustus ja tõstevõime t	Löövi pindala m^2	Löövi kubatuur m^3

Konstruktsioonide iseloomustus

Jrk. nr.	Konstruktsioonielemendi nimetus ja iseloomustus	Kaal	
		t	kG/m^2
	Kokku		

Konstruktsioonide kaal hoone 1 m^3 kohta . . . . . kG

Löövi kõrgus antakse esimese korruse põrandapinnast katuse pealispinnani (kaasa arvatud laternad). Löövi pindala määratakse löövi väliskontuuri järgi esimese korruse kõrgusel (ülalpool soklit). Löövi kubatuur määratakse hoone vertikaalse ristlõikepindala (seina välispindade, katuse pealispinna ja esimese korruse põrandapinna järgi) korrutamise teel löövi pikkusega (otsaseinte välispindade vahekaugusega). Laternate ruumala kuulub hoone kubatuuri hulka. Konstruktsioonielementide nimetus ja iseloomustus tuleb anda vastavalt metallkonstruktsioonide hinnakirjale. Konstruktsioonielemendid soovitatakse tabelis esitada nende võimaliku montaaži järjekorras.

Metalli spetsifikatsioon on konstruktsioone valmistavale tehasele metalli tellimise aluseks. Metalli osade kaupa tellimise võimaldamiseks ning konstruktsiooni mitmes tehases valmistamise puhuks koostatakse metalli spetsifikatsioon konstruktsioonielementide kaupa (vt. tabel)

Metalli tehniline spetsifikatsioon

Metalli mark	Pos. nr.	Profiilide grupi nimetus	Profiil	Metalli kaal konstruktsioonielementide kaupa t							Üldkaal t
				postid	kraana-talad	katuse-sõrestikud	laternad	sidemed	seina-karkass		
			Kokku								

järgmises järjestuses: I-profiilid, [-profiilid, võrdkülgsed nurkrauad, erikülgsed nurkrauad, ruutprofiilid, ümarvardad, ribateras, lai ribateras, lehtteras, rihvelteras, laineline lehtteras, roopad, eriprofiilid. Iga grupi profiilid antakse numbrite vähenevas järjekorras. Positsiooninumbrid on üldised terve tabeli ulatuses.

Etteantud pikkusega elementide tellimiseks tuleb spetsifikatsiooni põhitabelile lisada täiendav tabel, milles on toodud andmed massiliselt kasutatavate konstruktsioonielementide (postide ja sõrestike vööd, kraanatalad, roovid jms.) kohta.

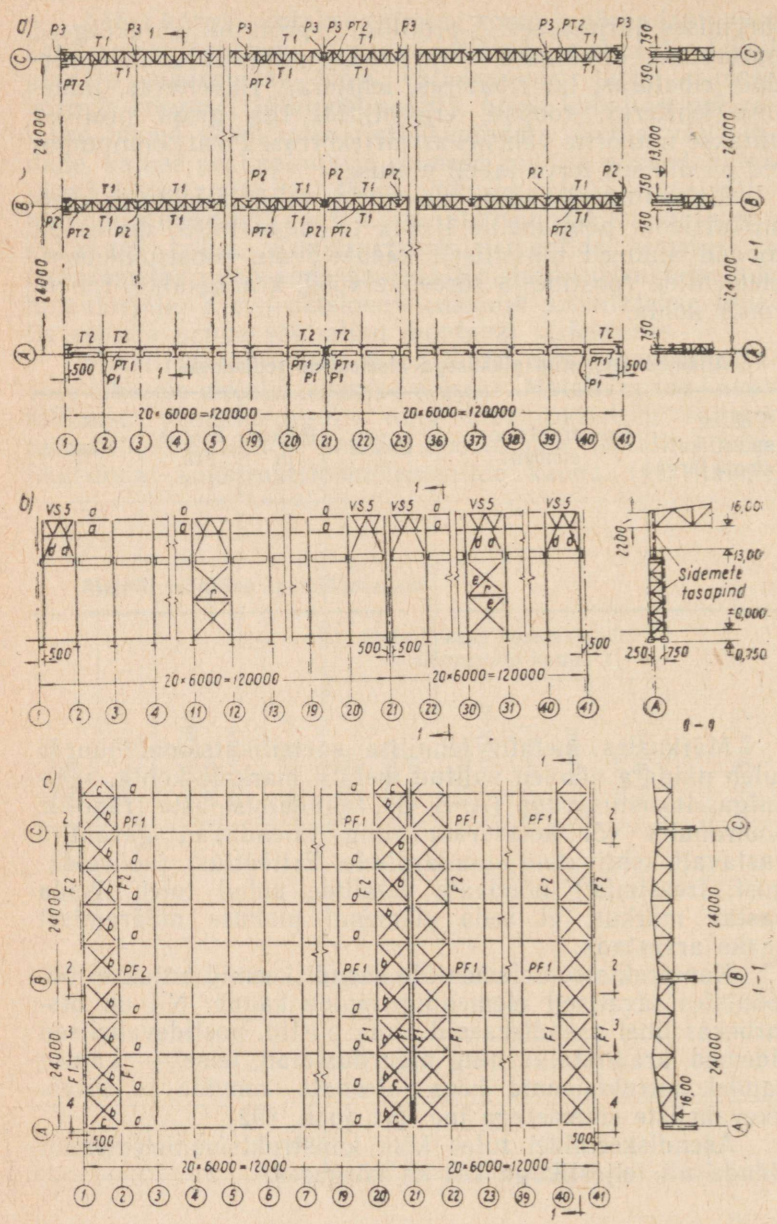
Andmed etteantud pikkusega elementide tellimiseks

Pos. nr. spetsifikatsiooni järgi	Konstruktsioonielement	Profiil	Pikkus m	Kogus tk.	Üldkaal t

Märkustes metalli tehnilise spetsifikatsiooni juurde tuleb näidata nõuded valitud metalli markide kohta, sealhulgas turustusgrupp (А, Б, В), taandamise aste (rahulik, poolrahulik või keevteras) ning täiendavad garantiid vastavalt kehtivatele standarditele. Eritöötlust (hööveldamist, freesimist) nõudvate detailide puhul tuleb lisada vastav märkus, et seda elemendi pikkuse määramisel saaks arvestada.

Konstruktsioonielementide asendiskeemid antakse töö-joonistes tavaliselt elemendigruppide kaupa. Nii on otstarbekas ühel asendiskeemil anda postid, postidevahelised sidemed, kraanatalad ning pidurdustalad, teisel — katuse kandekonstruktsioonid koos laternate, roovide ja sõrestikevaheliste sidemetega jne. (vt. joon. 392).

Asendiskeemidel tuleb kõik konstruktsioonielemendid siduda nii teljestikuga kui ka kõrguses.



JOON. 392

Konstruktsioonielemendid markeeritakse tavaliselt tähtede ja järjekorranumbritega. Nii tähistatakse raami poste *P-1*, *P-2*, *P-3* jne., katusesõrestikke *K-1*, *K-2* jne., kraanatalasid *T-1*, *T-2* jne. Väikesi konstruktsioonielemente markeeritakse tavaliselt ühe või kahe väikese tähega (*a*, *b*, *c*, ... või *aa*, *ab*, ..., *ba*, *bb*, ...).

Kõigil konstruktsioonielementide asendiskeemidel esitatakse markide tabel.

Konstruktsioonielemendid

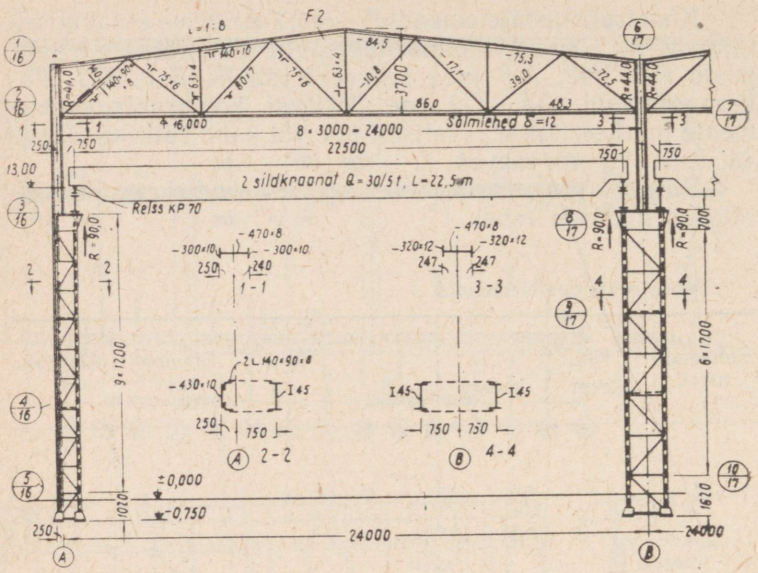
Elemendi mark	Ristlõige		Sisejõud t (tm)		Elemendi kaal t	Märkused
	skeem	koostis	*S*	*A*		

Konstruktsioonielementide tabel täidetakse tähestikulises järjekorras, alustades väikeste tähtedega tähistatud elementidest. Ristlõike skeemil näidatakse ristlõiget moodustavate profiilide vastastikune asend, vajaduse korral koos vastavate vahekaugustega. Ristlõike koostise lahtris nimetatakse kõik ristlõiget moodustavad profiilid. Sisejõudude lahtris antakse ainult need sisejõud (*S*) ja toereaktsioonid (*A*), mis on vajalikud elemendi kinnituste arvutamisel.

Elemendi ligikaudne kaal on vajalik sobiva montaažimehhanismi valikuks ja montaaži organiseerimisprojekti koostamiseks.

Keerukad konstruktsioonielemendid, mille ristlõiked ja sisejõud on toodud eraldi joonistel, kantakse tabelisse oma markeeringuga, ristlõike ja sisejõu lahtrites aga viidatakse joonise numbrile, kus on toodud antud elemendi ristlõiked ja sisejõud.

Märkustes konstruktsioonielementide asendiskeemide juurde tuleb näidata konstruktsioonimaterjali mark, tehase- ja montaažiühenduste tüübid ja viited vastavatele joonistele.



JOON. 393

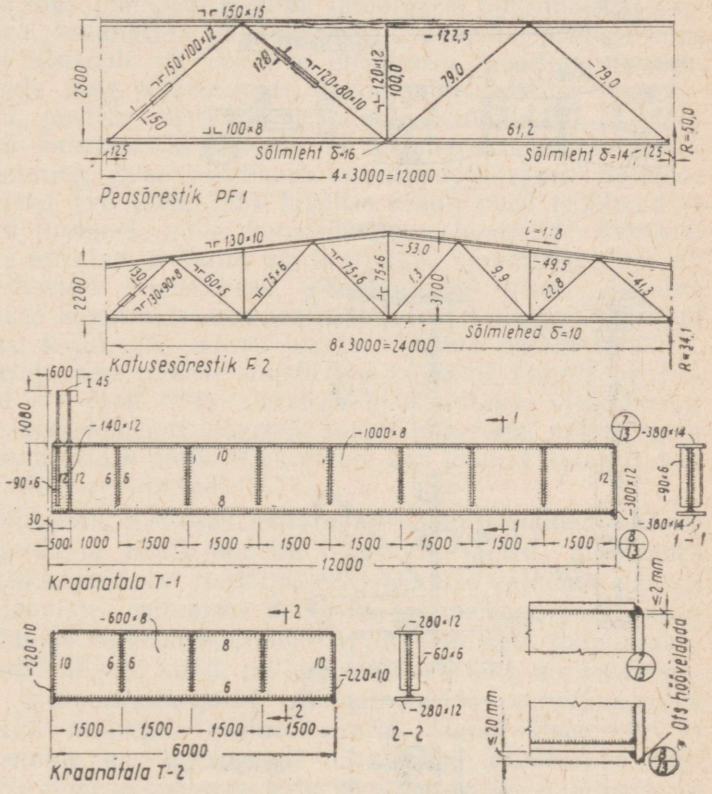
Hoone ristlõigete asukohad ja nende arv valitakse sellise arvestusega, et nendest selguksid hoone põhilised profiilid ja metallkonstruktsioonide lahendused. Hoone ristlõigetel (joon. 393) tuleb näidata hoone teljestik ja telgede vahekaugused, põhikonstruktsioonide telgede vahekaugused ja nende sidumine hoone telgedega, konstruktsioonielementide põhimõõtmed, posti jala talla, kraanatalade või kraanaroopa pealispinna, monorelsside alumise pinna, vahelae- ja platvormitalade pealispinna ja katusesõrestike alumise vöö alumise pinna kõrgusmärgid. Samuti peab ristlõikelt selguma seinakarkassi riivide ja katuseroovide täpne asetus, kraanaroobaste ristlõiked ning raudteede asetus.

Märkustes peab olema antud viide joonisele, kus on näidatud ristlõigete asukohad, ning tingliku nullkõrguse absoluutväärtus.

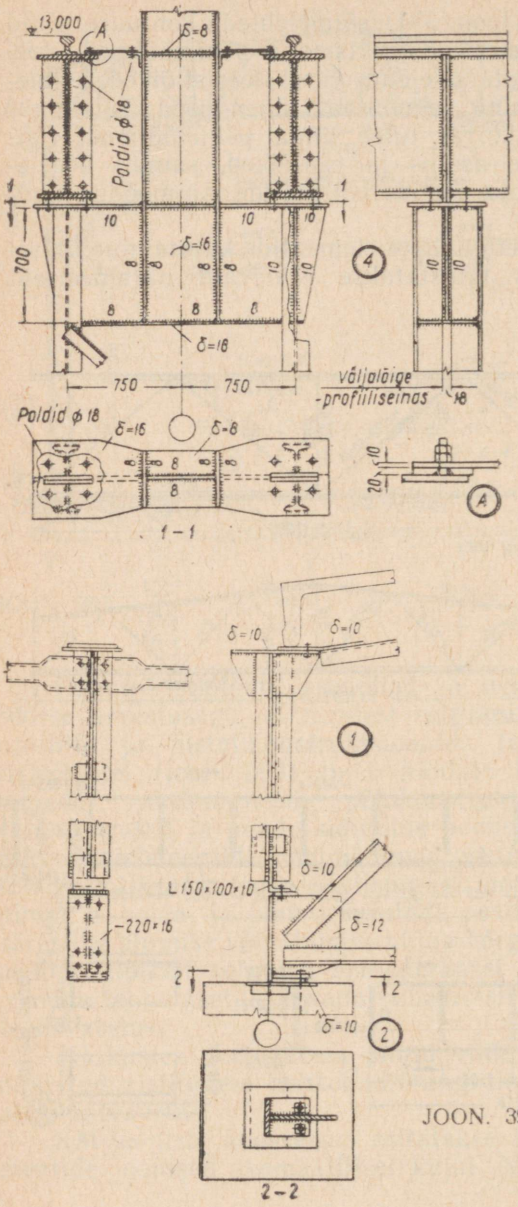
KM-jooniste koosseisus esitatakse konstruktsioonielementide joonised skemaatilisel kujul. Nii ei anta katuse-

sõrestiku joonisel (joon. 394) sõlmelehtede kontuure. Kuid joonisel tuleb anda konstruktsiooni põhimõõtmed, toereaktsioonid, varraste sisejõud, varraste ristlõiked, sõlmelehtede paksused ning eelmontaaži ühendused. Täisseinaliste liitprofiilide korral tuleb anda põhimõõtmed, ristlõiked, jäikusribide asetus ja ristlõiked, samuti keevisõmbluste mõõtmed ja neetide või poltide läbimõõdud ning sammud.

On lubatud ühetüübiliste elementide kujutamine ühisel skeemil. Seejuures tähistatakse erinevaid parameetreid



JOON. 394


13,000
A
δ=8
Poldid φ18
1
1
700
10
10
10
δ=16
8
8
8
8
8
8
10
10
δ=18
750
750
4
10
10
Väljalõige
-profiiliseinas
18
Poldid φ18
δ=16
δ=8
8
8
8
1-1
10
20
A
δ=10
δ=10
1
L150×100×10
δ=10
δ=12
220×16
2
2
δ=10
2
2-2

JOON. 395

(mõõtmeid, ristlõikeid, sisejõudusid) tähtedega, mille arvulised väärtused esitatakse juurdelisatud tabelis.

Mõnede konstruktsioonielementide (postide, katusesõrestike) kujutamiseks võib ära kasutada hoone ristlõike joonist.

Märkustes antakse viide vastavatele üldjoonistele, massiliselt esinevate konstruktiivsete detailide (sõlmelehed, nõtkelapid jms.) mõõtmed, nõuded detailide spetsiaalseks töötlemiseks (hööveldamiseks, freesimiseks), andmed aukude stantsimise või puurimise kohta.

Projekti KM-osas tuleb esitada järgmiste detailide (sõlmede) joonised: postide jalad koos ankrupoltide asetusega, kraanatala ja pidurdustala ühendus postiga koos posti konsooli või ristlõike ülemineku detailiga; katusefermide ning vahefermide ühendamine postiga ja omavahel; postide, sõrestike ja talade eelmontaažil ja montaažil kasutatavad jätkud; piirdekonstruktsioonide kinnitusdetailid; avad seadmete kinnitamiseks jms. Sõlmede joonistel (vt. joon. 395) tuuakse ainult need mõõtmed ja muud andmed, mida konstruktsioonielementide joonistel ei ole esitatud. Detailid markeeritakse numbritega, mis on ümbritsetud kahekordse ringjoonega. Viide detailile antakse konstruktsioonielemendi joonisel ringiga piiratud murru kujul, kus murru lugeja tähistab detaili numbrit, nimetaja aga joonise numbrit, kus detail (sõlm) on esitatud (vt. joon. 394). Detailijoonisel antakse viide konstruktsioonielemendi joonisele samuti murruna, mille lugeja tähistab detaili numbrit, nimetaja aga joonise numbrit, kus detailile on viidatud.

Projekti KM-osas esitatavad arvutusandmed peavad võimaldama КМД-jooniste õiget koostamist, arvestades praktikas esinevat ristlõigete asendamise vajadust, samuti KM-joonistel esitamata detailide (sõlmelehed jms.) ning ühenduste dimensioonimist. Arvutusandmed soovitatakse esitada tabelite kujul, millest selguvad kõik normkoormused, ülekoormustegurid, dünaamika ja aerodünaamika tegurid, materjali väsimustegurid, konstruktsioonide ja elementide arvutusskeemid ning kõigi arvutuslike ristlõigete dimensioonimise käik koos tugevuse, stabiilsuse ja jäikuse kontrolliga. Tüüpkonstruktsioonide kasutamise

korral tuuakse andmed koormustest, kuid ristlõigete dimensioonimise käiku ei esitata.

KM-osas esitamata detailide (sõlmelehtede, nõtkelappide ning täitelappide) ligikaudse kaalu võib määrata järgmiselt:

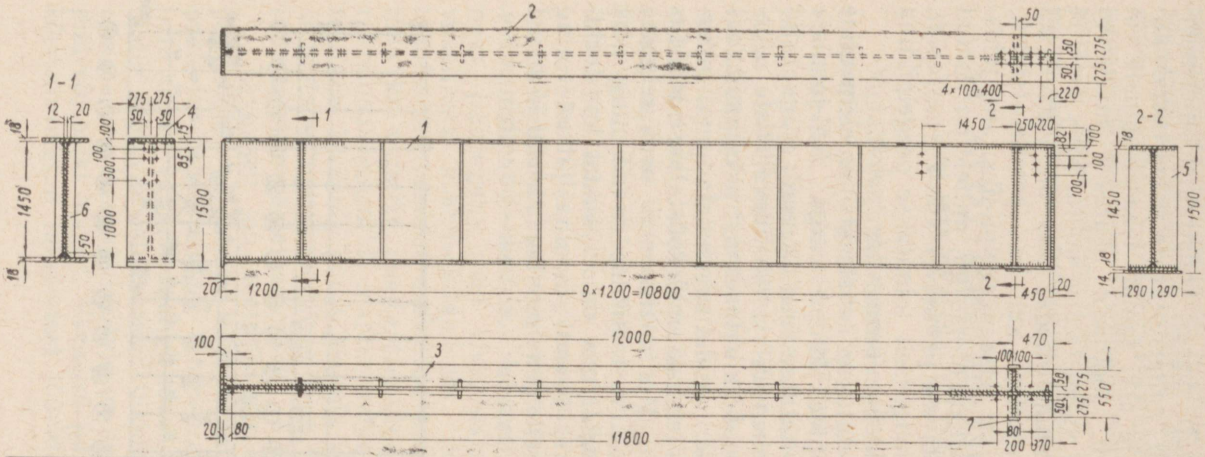
a) liitpostide ühendusvõrgule — 30% posti võrgu kaalust;
b) pidurdussõrestikele — 20% võrgu kaalust;
c) katusefermidele — 15% vööde ja võrgu kaalust;
d) vahefermidele — 10% vööde ja võrgu kaalust;
e) laternasõrestikele — 20% vööde ja võrgu kaalust;
f) sidemetele — 15% sidemevarraste kaalust.

Keevisühenduste kaaluks loetakse ligikaudu 1% konstruktsioonide kaalust, needipeade kaaluks — 2% needitud konstruktsioonide kaalust.

5.3. КМД-JOONISED

Projekti КМД-osa koosneb konstruktsioonielementide detailjoonistest ning montaažiskeemidest. Esimesi kasutatakse konstruktsioonielementide valmistamisel, teisi — monteerimisel. КМД-joonised koostab ettevõte või organisatsioon, kes konstruktsioone valmistab, või selle ettevõtte tellimusel projekteerimisorganisatsioon. КМД-joonised koostatakse täies vastavuses КМ-joonistele. Kõik kõrvalekaldumised КМ-joonistest tuleb kooskõlastada viimaseid koostanud organisatsiooniga. КМД-jooniste koostaja vastutab kõikide ühenduste ja jätkude kandevõime eest, mis pole КМ-joonistel esitatud; üksikute konstruktsioonielementide mõõtmete õigsuse ning vastastikuse sobivuse eest, samuti konstruktsioonide montaažil esitatavate valmistajatehasega kooskõlastatud nõuete täitmise eest.

Konstruktsioonielementide detailjoonistel (joon. 396) esitatakse iga elemendi graafiline kujutis (mõõdus 1 : 10, 1 : 15 või 1 : 20) koos kõigi vajalike mõõtmete ja juhistega kõigi detailide valmistamiseks, nende kokkumonteerimiseks ning keevitamiseks või neetimiseks. Sõrestikkonstruktsiooni korral esitatakse võrgu geomeetriline skeem koos vajalike mõõtmetega. Samal joonisel antakse veel konstruktsioonielemendi detailide (positsioonide) spetsi-



Spetsifikatsioon — Сталь ВМ Ст.3 сп

Mark	Pos.	Profiil	Pikkus	Arv N	Arv V	Kaal kg pos.	Kaal kg kokku	Kaal kg mark	Märkused
T-12	1	−1450×12	12450	1		1736	1736	4288	
	2	− 550×18	12450	1		986	986		
	3	− 550×18	12450	1		986	986		
	4	350×20	1485	1		131	131		Alumine ots täädelda
	5	−270×20	1450	2		62,6	125		— " —
	6	− 120×10	1450	20		13,7	274		
	7	− 80×14	590	1		5,2	5		

Valmistada

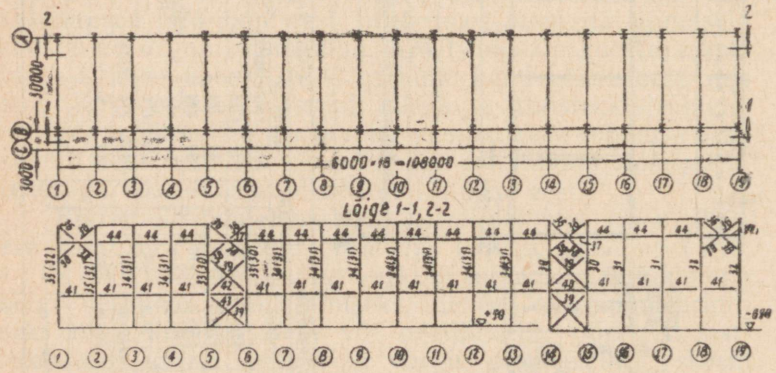
Mark	Arv N	Arv V	Kaal kg mark	Kaal kg kokku
T-12	4		4288	17152
Kokku joonisel				17152

Mark	Ümbriuse kõrgus mm	Ümbriuse pikkus m	Kaal kg	Elektroodi tüüp	1 tonni konstruktsioonide kohta m	1 tonni konstruktsioonide kohta kg
T-12	6	70,8	15,6	342 A	30,5	10,5
	8	32,8	12,8	342 A		
	10	27,7	16,9	342 A		
	Kokku	131,4	45,3			

JOON. 396

fikatsioon, näidates metalli margi; konstruktsioonielementide tabel, kust selgub valmistatavate konstruktsioonielementide markeering ja arv; samuti tehaseõmbluste või -neetide spetsifikatsioon. Joonisele lisatakse märkused konstruktsioonielemendi valmistamise kohta. Kõik detailid varustatakse positsiooninumbritega, mis on toodud nii elemendi graafilisel kujutisel kui ka spetsifikatsioonitabelis. Kui üks detail on teise peegelpildiks, siis tähistatakse neid sama positsiooninumbriga, millele on lisatud indeks *N* (*nii*, s. t. vastavalt joonisele) või *V* (*vastupidi*, s. t. peegelpildis). Analoogiliselt toimitakse peegelpildina valmistatavate konstruktsioonielementide puhul.

КМД-joonistel koostatakse konstruktsioonielementide montaažiskeemid gruppide kaupa nagu КМ-jooniste asendiskeemidki. Nii esitatakse ühel skeemil raamipostid koos seinakarkassi elementide ja postidevaheliste sidemetega (joon. 397), teisel kõik katusekonstruktsioonid koos sidemete ja roovidega, kolmandal kraanatalad koos pidurdussõrestikega jne. Montaažiskeemid koostatakse mõõdus 1 : 100, 1 : 200 või 1 : 400. Montaažiskeemilt peab selguma konstruktsioonielementide vastastikune asend ning kõik mõõtmed ja kõrgusmärgid, mis on vajalikud konstruktsioonide paigaldamiseks, samuti montaažijätkude ning -sõlmede asetus. Peale selle peab montaažiskeemi joonistel olema toodud monteeritavate konstruktsioonielementide,



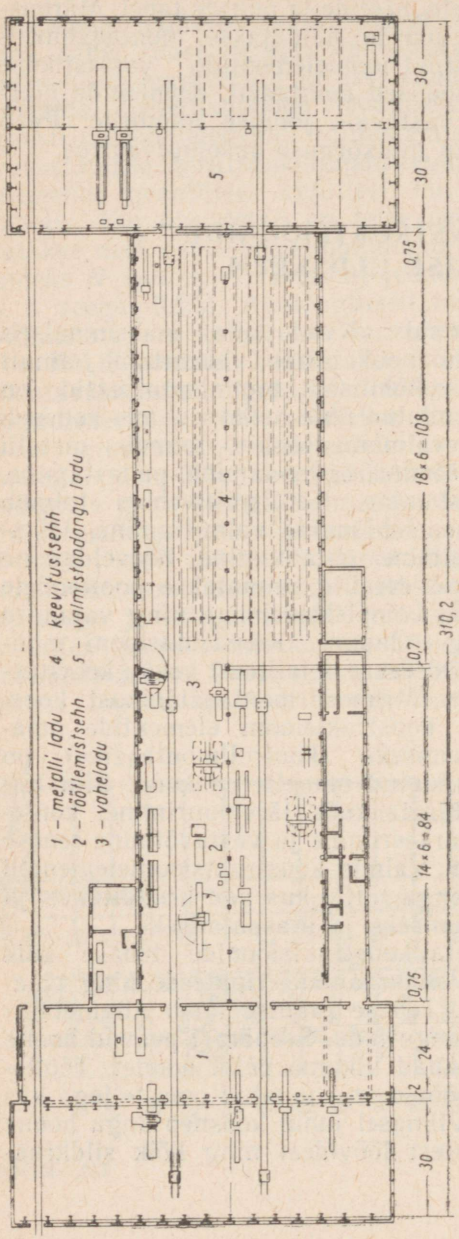
JOON. 397

samuti montaažiõmbluste, neetide ja poltide tabel. Märkustes montaažiskeemide juurde näidatakse montaažiühenduste tüübid, konstruktsioonielementide vastastikuse asendi fikseerimise moodused montaažil, elementide markeering koos viitega vastavale joonise numbrile. Peab olema antud ka tingliku nullkõrguse absoluutväärtus.

5.4. METALLKONSTRUKTSIOONIDE VALMISTAMISE ÜLDSKEEM

Metallkonstruktsioonid võivad olla maksimaalselt industriaalsed, mistõttu neid peaks valmistama ainult spetsiaalseis tehastes. Põhilised tootmisprotsessid on kaasaegses tehases koondatud ühte hoonesse, mis koosneb reast tsehhidest. Ettevalmistustsehhis toimub metalli mahalaadimine, vastuvõtmine, õgvendamine, puhastamine, sorteerimine ja ladustamine. Töötlemistsehhis toimub detailide väljamõõtmine, šabloonide valmistamine, lõikamine, aukude moodustamine, painutamine, hööveldamine ja freesimine. Töödeldud detailid suunatakse pooltoodete lattu, kus toimub nende komplekteerimine ning vajaduse korral ka täiendav õgvendamine. Konstruktsiooni montaažiühikud (margid) liidetakse detailidest kokku keevitus- (või neetimis-) tsehhis. Mitmest montaažiühikust koosneva (mittegabariitse) konstruktsiooni elementide omavaheliseks kokkusobitamiseks (kontrollmontaažiks) on monteerimistsehhist eraldatud omaette osakond. Siin toimub ka vajalike montaažiaukude järelpuurimine, konstruktsioonielementide markeerimine ja vastuvõtmine tehase tehnilise kontrolli poolt. Valmis konstruktsioonielemendid suunatakse valmistoodangu lattu, kus nad krunditakse ja ladustatakse pealelaadimiseks ja ärasaatmiseks.

Tavaliselt on metallkonstruktsioonide tehase kõik põhitsehhid varustatud sildkraanade, rippteede ning maapealsete roobasteedega. Tehase raudtee läbib nii metalliladu kui ka valmistoodangu ladu. Seepärast peavad hoone otstes töötavad sildkraanad liikuma põiki hoonet. Töötlemis- ja keevitustsehhi löövid on suunatud oma teljega kas piki või põiki hoonet. Viimasel juhul koosneb kogu hoone kõrvutiasetatud lühikestest löövidest ning kõik sildkraa-


1 – metalli ladu
2 – töötlemistsehh
3 – vahelaadu
4 – keevitustsehh
5 – valmistoodangu ladu
30
24
12
0,75
14×6=84
0,7
18×6=108
0,75
30
30
310,2

JOON. 398

nad liiguvad põiki hoonet. Konstruktsioonielementide transport ühest löövist teise toimub harilikult piki maapealset roobasteed.

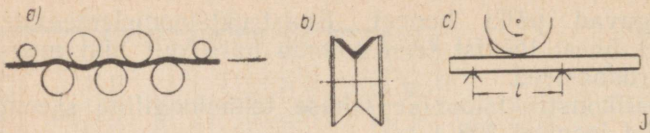
Metallkonstruktsioonide tehase tehnoloogiline skeem on toodud joonisel 398.

Põhiliste tootmistsehhide häireteta töö tagamiseks on tehasel rida abitsehhe: remondi- ja mehaanika-, instrumendi- ja elektromehaanikatsehh ning hapnikujaam, kompressorijaam, kütuseladu jms. Administratiivhoones on konstrueerimisbüroo КМД-jooniste koostamiseks ning laboratoorium metalli keemilise koostise ja mehaaniliste omaduste kontrollimiseks.

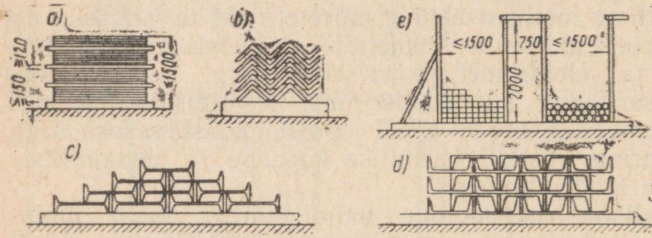
Metallkonstruktsioonide valmistamisel tuleb juhinduda kehtivatest ehitusnormidest ja -eeskirjadest СНиП III-B.5-62 (Metallkonstruktsioonid. Valmistamise, montaaži ja vastuvõtmise eeskirjad). Konstruktsiooni valmistamiseks kasutatava terase kvaliteet ja mark, kasutatavate elektroodide tüüp ja mark, keevitustraadi ja räbusti või kaitsegaasi mark, samuti ka needid ja poldid peavad olema kooskõlas СНиП I-B.12-62 («Metall ja metalltooted») nõuetega. Peale selle tuleb silmas pidada kehtivaid standardeid ja tehnilisi tingimusi.

5.5. METALLI ETTEVALMISTAMINE

Metallkonstruktsioonide tellimuse vormistamisel esitab tellija valmistajatehasele konstruktsioonide КМ-joonised koos materjali tehnilise spetsifikatsiooniga profiilide kaupa. Viimase alusel saab tehas metalli kas varustusorganitelt (Главметаллосбыт) või otse metallurgiatehaselt. Saabunud metall sorteeritakse, kontrollitakse ja kaalutakse. Seejärel koostatakse metalli vastuvõtu akt neljas eksemplaris. Üheaegselt metalliga saadetakse tehasele arve ja spetsiaalne dokument, mida nimetatakse *sertifikaadiks*. Sertifikaadis on näidatud saadetud metalli kogus ja kaal profiilide ja numbrite kaupa, partii number, terase mark ning keemiline koostis ja mehaanilised omadused. Tehase tehnilise kontrolli osakond võrdleb sertifikaati metalli vastuvõtu aktiga ning jätab ta koos vastuvõtuakti koopiaga hoiule.



JOON. 399



JOON. 400

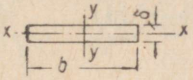
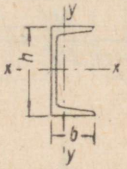
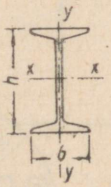
Pärast vastuvõtmist tuleb metall otsekohe markeerida. Markeerimisel kantakse iga lehe või profiili otsale valge värviga vastuvõtuakti number. Peale selle märgistatakse kõik profiilid kindlavärvilise tähisega olenevalt terase margist. Nii tähistatakse teras Ст.3кп punase värviga, teras Ст.3сп punase ja helesinise värviga, teras 15ХСНД — oranži värviga. Enne ladustamist õgvendatakse ja puhastatakse sorteeritud metall. Lehtede ja ribaterase õgvendamiseks kasutatakse spetsiaalseid valtse (skeem joonisel 399, *a*). Nurkrauad õgvendatakse vastava kujuga valtside abil (joon. 399, *b*). Talaprofiilide (⊥- ja ⌐-profiilid), mõnel juhul ka nurkraudade, ruut- ja ribaterase õgvendamiseks kasutatakse ekstsentrikpresse (joon. 399, *c*), mille painutusvahemikku saab muuta piirides 250 . . . 1300 mm. Kõik õgvendusseadmed on varustatud rullikteedega õgvendusseadme ees ja järel, et materjali teisaldamine oleks võimalikult hõlpus. Paksude lehtede, samuti eriti suurte talaprofiilide õgvendamisel kasutatakse mõnikord ka termilist meetodit. Sel puhul kuumutatakse elemendi kumerat poolt gaasipõletiga, liigutades viimast pidevalt õgvendatava tsooni piirides. Metalli õgvendamine elekter-kaarkeevitusega vöödi pealesulatamise teel on lubamatu.

Õgvendamisega tuleb saavutada, et pilu 1 m pikkuse metalljoonlaua serva ja õgvendatava elemendi pinna vahel ei ületaks 1 mm.

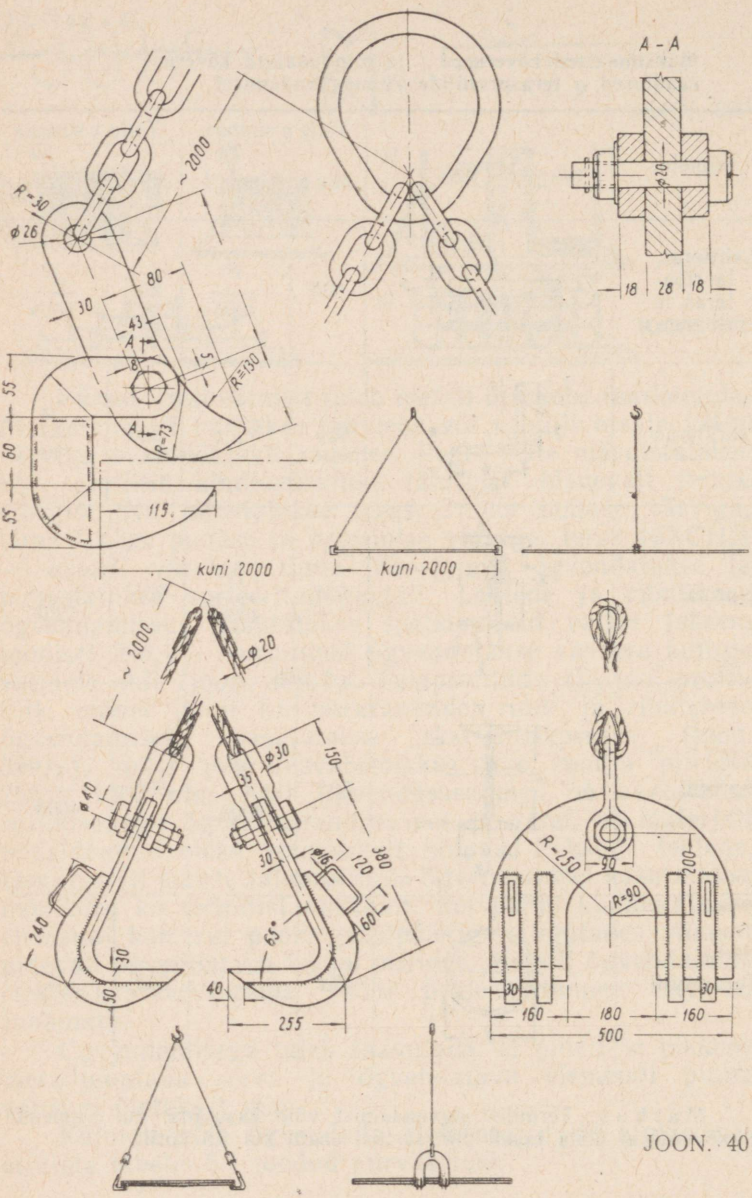
Külmalt võib õgvendada elemente, mille algkõverus ei ületa tabelis 5.1 toodud piirväärtusi.

Tabel 5.1

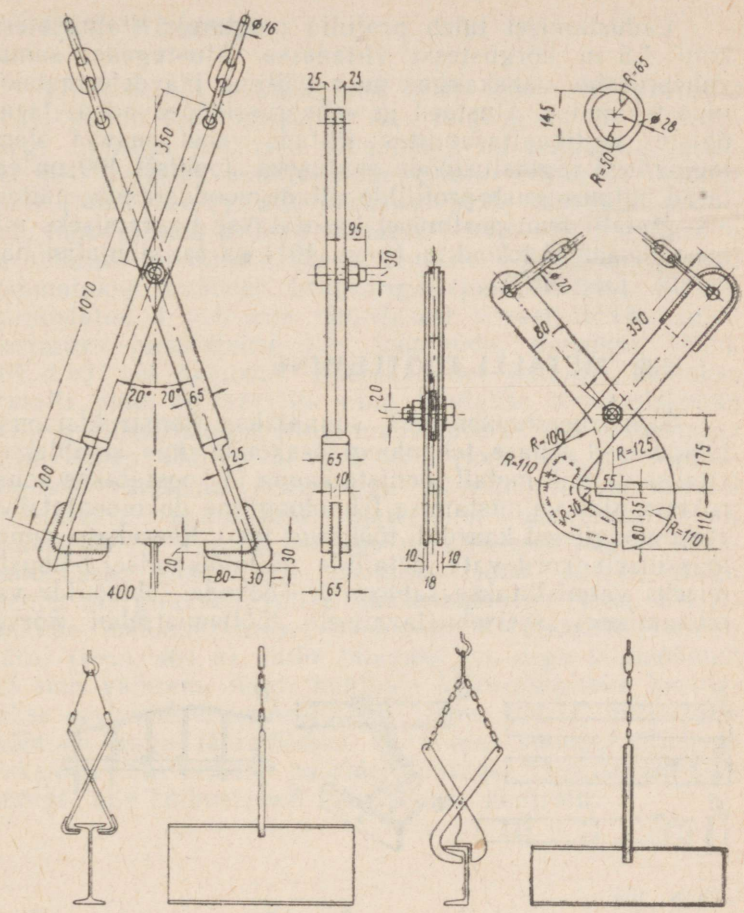
Maksimaalsed kõverused f ja minimaalsed kõverusraadiused ϱ terasprofiilide külmõgvendamisel

Nimetus	Skeem	Telje y suunas		Telje x suunas	
		min ϱ	max f	min ϱ	max f
Lehtteras, lai ribateras ja ribateras		50δ	$\frac{l^2}{400\delta}$	$25b$	$\frac{l^2}{800b}$
Nurkteras		$90b$	$\frac{l^2}{720b}$	$90b$	$\frac{l^2}{720b}$
I-profiil		$50h$	$\frac{l^2}{400h}$	$90b$	$\frac{l^2}{720b}$
I-profiil		$50h$	$\frac{l^2}{400h}$	$50b$	$\frac{l^2}{400b}$
Toruprofiil		$60d$	—	$60d$	—

Märkus. Termilist õgvendamist võib kasutada, kui elemendi algkõverus ei ületa tabeli piirväärtusi enam kui 1,5 korda.


A - A
R=30
ϕ26
~2000
80
30
43
A
8
5
R=130
55
60
55
A
R=73
115
kuni 2000
kuni 2000
ϕ20
18
28
18
~2000
ϕ20
ϕ40
ϕ30
150
35
30
ϕ16
120
380
240
30
50
65°
60
40
255
R=250
90
200
R=90
30
30
160
180
160
500

JOON. 401



JOON. 402

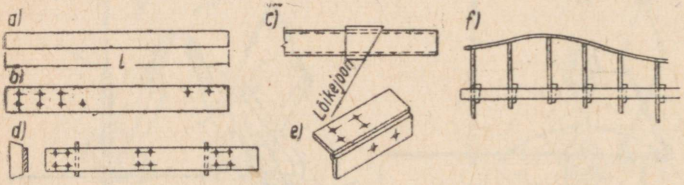
Suurema algkõveruse korral tuleb profiile õgvendada kuumutatud olekus. Detail tuleb eelnevalt kuumutada 900 . . . 1100°-ni C (kirsipunasest kuni oranži hõõguseni) ning õgvendamine katkestada temperatuuril 700° C (punane hõõgus).

Ladustamisel tuleb profiilid paigutada stabiilsetesse kuni 1,5 m kõrgustesse riitadesse. Alustugede, samuti vaheprusside vahekaugus peab vältima jäävdeformatsioonide tekkimise. Alustoed ja vaheprussid peavad asetsema ühistes vertikaaltasandites. Riitade vahel peavad olema läbipääsud taglastustööde ohutuseks. Joonisel 400 on esitatud mitmesuguste profiilide riitade moodustamise näiteid.

Metalli transportimisel kasutatakse haaramiseks mitmesuguseid tõstekonkse (joon. 401) ja tangikujulisi haarajaid (joon. 402).

5.6. METALLI TÖÖTLEMINE

Konstrueerimisbüroost suunatakse konstruktsioonide tööjoonised tehase tehnoloogiaosakonda, kus komplekteeritakse vajalik metall jooniste kaupa ja koostatakse konstruktsioonide valmistamise tehnoloogiline dokumentatsioon (tehnoloogilised kaardid, töökäsud jne.). Keerukate, samuti massiliselt korduvate detailide väljalõikamise hõlbustamiseks valmistatakse šabloonid. Töökoda šabloonide valmistamiseks asetseb tavaliselt töötlemistsehhi kõrval.

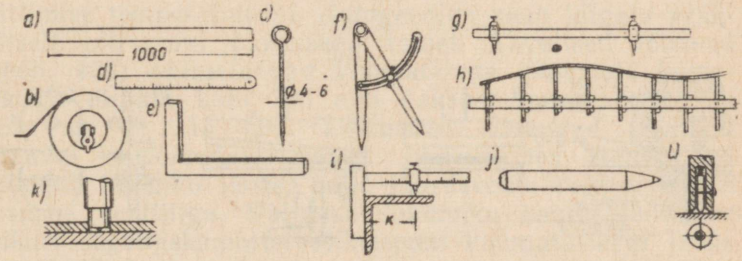


JOON. 403

Šabloonid valmistatakse kas metallist, puidust, vineerist või tugevast papist. Joonisel 403 on toodud näiteid detailide väljalõikamise ja aukude moodustamise šabloonidest.

5.6.1. Märkimine

Enne detaili valmistamist tuleb lehele või profiilile peale kanda töötlemiskohad kas tööjoonise või šablooni järgi. Märkija põhilised tööabinõud on kujutatud joonisel 404. Terasest mõõtjoonlaua (joon. 404, *a*) ja mõõdulindi (joon. 404, *b*) abil kantakse peale vajalikud pikkused. Mõõdulindid peavad vastama NSVL MN Standardite ja Mõõtude Komitee 2. järgu nõuetele. Sirged lõikejooned tõmmatakse tavaliselt kriipseriga (joon. 404, *c*), mis on valmistatud 4 ... 6 mm jämedusest kõvast terastraadist. Seejuures kasutatakse kas joonlauda, nurgikut (joon. 404, *d*, *e*) või šablooni. Keerukamatel juhtudel kaetakse metalli pind kriitvärviga ning kantakse töötlemiskohad peale grafiitpliiatsiga. Ringi mahamärkimiseks kasutatakse sirklit (joon. 404, *f*) või varbsirklit (joon. 404, *g*). Mitmesuguste väiksema kõverusega kõverjoonte märkimisel kasutatakse painduvast materjalist universaallekaali (joon. 404, *h*). Profiili servaga paralleelsete joonte pealekandmiseks kasutatakse reismust (joon. 404, *i*). Augu tsenter märgitakse tavalise lukksepakärniga (joon. 404, *j*). Aukude mahamärkimisel šabloonilt kasutatakse tsentrikärni (joon. 404, *k*), mille läbimõõt on augu läbimõõdust 0,5 mm väiksem. Augu kontuuri kontrollimiseks kasutatakse spetsiaalset kontrollkärni (joon. 404, *l*), mille läbimõõt on augu läbimõõdust ca 2 mm suurem. Kääride lõikejoon tähistatakse paljudel juhtudel täiendavalt kärnidega, mis hõlbustavad lõiketäpsuse kontrolli.



JOON. 404

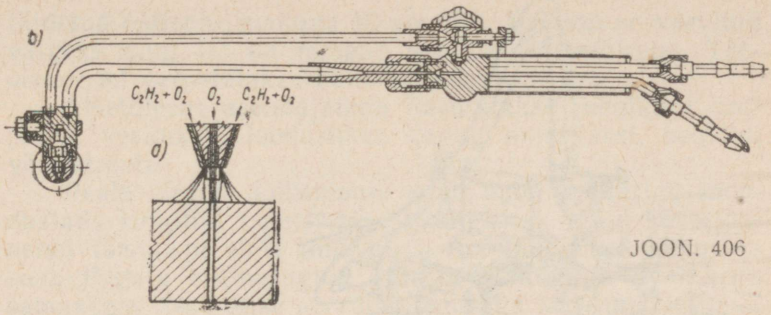
Detailide märkimisel tuleb arvestada tehnoloogilisi varusid. Nii tuleb hapniklõikamisel jätta elemendi pikkuse või laiuse varu 3 ... 10 mm olenevalt lõigatava elemendi paksusest, lehe serva hööveldamisel varu 5 ... 10 mm jne.

5.6.2. Lõikamine

Metalli lõigatakse kas mehaaniliselt või autogeeniga. Mehaanilisel lõikamisel *kääridega* surutakse lõiketera metalli pinda kuni materjali lõiketugevuse saavutamiseni, millega detail eraldatakse kaheks. Lõiketerade vastastikune asend lõikamisel on näidatud joonisel 405, *a*. Presskääridega (joon. 405, *b*) ja giljotiinkääridega (joon. 405, *c*) lõigatakse mitmesugust leht- ja ribaterast. *Ketaskäärid* (joon. 405, *d*) on määratud peamiselt lehtterase pikilõikamiseks. Ketaskääridega saab lõigata kuni 12 mm paksust lehte. *Presskääridega* saab lõigata kuni 32 mm paksust ja kuni 650 mm laiust lehte. *Giljotiinkääride* puhul on maksimaalseks paksuseks 32 mm ja maksimaalseks laiuseks 3000 mm. Nurkraudade lõikamiseks kasutatakse spetsiaalseid *nurkrauakääre* (joon. 405, *e*). Viimastega saab lõigata ka vastava laiusega ribaterast ning ümar- ja ruutterast (külje mõõduga kuni 30 mm). I- ja [-profiili lõikamiseks on olemas spetsiaalsed käärid, mis lõikavad algul profiili seina ja seejärel flanšid.

Tavaliselt on nii leht- kui ka profiilterase lõikamiseks määratud käärid varustatud rullikteedega lõigatava materjali edasinihutamiseks.

JOON. 405

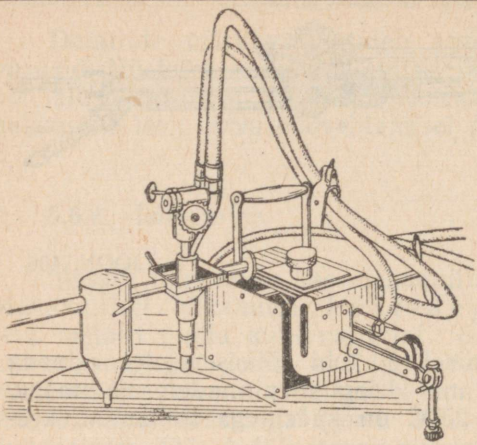


JOON. 406

Kääridega lõikamisel ei tohi lõikeservadel esineda pragusid ega üle 1 mm kõrgusi pinnadeformatsioone. Temperatuuril alla —25° C on kääridega lõikamine keelatud.

Talaprofiilide, torude ja teiste profiilide mehaaniliseks lõikamiseks kasutatakse tihti k e t a s s a a g e. Ketassae hambad surutakse lõigatava metalli vastu, ketta kiirel pöörlemisel kuumeneb lõigatav metall kuni helevalge hõõguseni ning pehmenenud metalli osakesed eemalduvad. Ketassae lõikekiirus on 200 . . . 500 mm minutis. Ülekuumenemise vältimiseks jahutatakse saeketast veega. Harvemini kasutatakse lõikehammastega ketassaage, mis töötavad laastu eraldamise põhimõttel.

H a p n i k l õ i k a m i n e (autogeeniga lõikamine) põhineb metalli omadusel põleda puhta hapniku joas. Hapniklõikamisel tuleb alguspunkt kuumutada kuni terase hapnikus süttimise temperatuurini (ca 1350° C), seejärel põleb metall hapnikujoas ära ning moodustuvad oksiidid puhutakse lõikepilust välja. Terase põlemisel eralduv soojushulk on küllaldane, et kuumutada naabertsooni terase süttimise temperatuurini. Autogeeniga saab lõigata praktiliselt piiramatu paksusega terast. Tavalised lõikurid (joon. 406) võimaldavad vahetatavate suudmete komplektiga lõigata kuni 300 mm paksust terast. Lõikepilu laius on 2 . . . 15 mm. Lõikurisse suubuvad voolikud hapniku ja põlevgaasi jaoks. Lõikuri pea tsentris on suudmik hapniku jaoks, mille juurdevoolu reguleeritakse eesmise ventiiliga. Välimise suudmiku kaudu juhitakse lõikuri segamiskambrist lõiketsooni kuumutusleegi jaoks vajalikku põlevgaasi ja hapniku segu.



JOON. 407

Hapnikku hoitakse ja transporditakse terasballoonides (tavaliselt mahuga 40 l) 150 at rõhu all. Hapnikuballoonid on värvitud helesiniseks ning varustatud musta pealkirjaga «Hapnik». Rõhu alandamiseks töörõhuni (2 ... ... 15 at) kasutatakse ballooni ventiiliga ühendatud reduktorit.

Suurematel tehastel on tavaliselt oma hapnikujaamad. Hapnikku saadakse atmosfäärist õhu jahutamisel veeldumistemperatuurini. Hapnikujaama põhiseadmeteks on kompressorid tootlikkusega 30 ... 100 m^3/h. Hapnikujaamast juhitakse hapnik ca 30 at rõhu all torustikkupidi töökohtadele.

Põlevgaasina kasutatakse hapniklõikamisel tavaliselt atsetüleeni. Viimane on süsiniku ja vesiniku keemiline ühend (C_2H_2), mida saadakse kaltsiumkarbiidi reageerimisel veega:

$$CaC_2 + 2H_2O = C_2H_2 + Ca(OH)_2.$$

Kaltsiumkarbiidi turustatakse hermeetiliselt suletud terastrumlites.

Atsetüleeni tootmiseks kasutatakse kas statsionaarseid või transporditavaid generaatoreid. Atsetüleen juhitakse kas generaatorist otse vooliku või torustiku kaudu tarbimiskohale või hoitakse balloonides. Kuna atsetüleen on suure rõhu all plahvatusohtlik, kasutatakse atsetüleeni hoidmiseks poorse massiga (aktiveeritud söega)

täidetud balloone mahuga 40 või 50 l. Balloon on värvitud valgeks ning tal on punane pealkiri «Atsetüleen». Tööolukorras varustatakse balloon reduktoriga.

Atsetüleeni asendajatena kasutatakse mõnikord propaani, vesinikku, looduslikke gaase, naftagaasi, bensiini või petrooli.

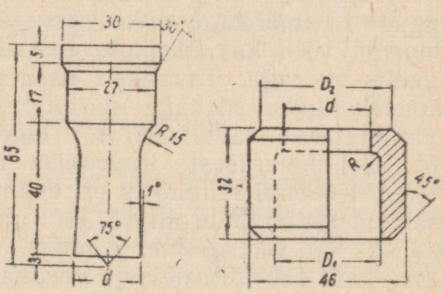
Peale sirgete lõikejoonte saab hapniklõikuriga moodustada ringilisi (spetsiaalse sirkliga) ja muid kõverjoonelisi (šablooni abil) lõikejooni. Kombineeritud lõikuriga saab lõigata mitmesuguse konfiguratsiooniga lehti koos samaaegse X-kujulise servatöötlemisega keevitamiseks.

Kaasajal tuleb kasutada põhiliselt automaat- ja poolautomaatlõikureid. Poolautomaat (joon. 407) liigub reguleeritava kiirusega elektrimootori jõul piki lõikejoont ning moodustab ühe või kaks lõiget. Automaatlõikamisel paneb spetsiaalne kopeerimisseade lõikuri liikuma mööda lõikejoont, mis jälgib šablooni kontuuri. Autogeeniga lõigatud servad on mõnevõrra ebatasased (lubatav ebatasasus kuni 1 mm), mistõttu nad tuleb sageli tasaseks hööveldada. Hööveldamisel eemaldatakse ühtlasi lõikamisel kalestunud metallipind. Hööveldamisele kuuluva detaili mõõtmetes nähakse ette töötlemisvaru 5...10 mm iga töödeldava serva kohta.

5.6.3. Aukude moodustamine

Needi- ja poldiaugud moodustatakse põhiliselt kas stantsimise või puurimise teel. Suuremate aukude moodustamiseks kasutatakse autogeeniga lõikamist või lõiketeraga lõikamist puurpingil või karusselltreipingil.

Aukude s t a n t s i m i s e l surutakse kergelt koonilise



JOON. 408

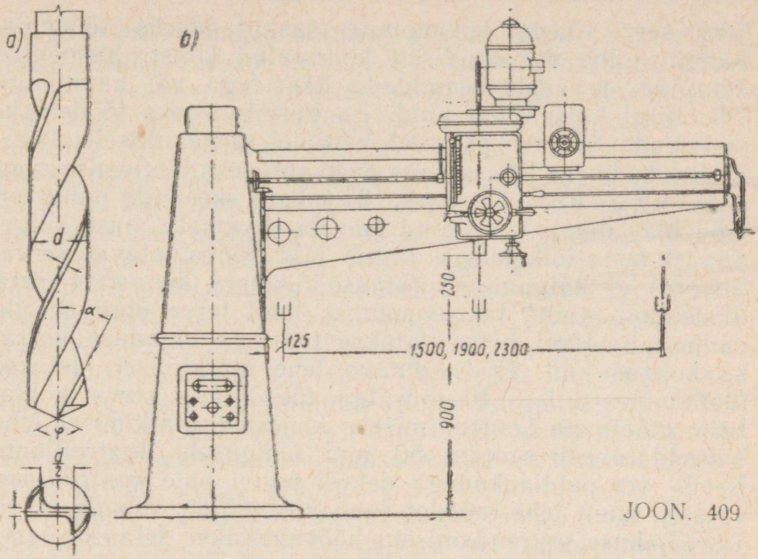
kujuga stamp (joon. 408) metalli, mis on toetatud stambiga samal teljel asetsevale matriitsile. Matriitsi ava on tavaliselt stambi läbimõõdust 1,5 mm suurem. Stambi surumisel metalli pinda toimuvad algul plastsed muljumisdeformatsioonid kuni materjali lõiketugevuse saavutamiseni, mil auku täitnud kork surutakse välja. Stambid ja matriitsid valmistatakse tööriistaterasest, mis võimaldavad moodustada 2500 ... 8000 auku.

Aukude stantsimine on praktiliselt võimalik, kui lehe paksus ei ületa augu läbimõõtu. Stantsimisega saab moodustada kuni 25 mm läbimõõduga auke. Tehastes on kasutusel nii ühe kui ka mitme stambiga augustantsimismasinad. Augu asukoht fikseeritakse kas metalli pinda löödud kärni või šablooni järgi. Viimasel juhul on tööviljakus märgatavalt suurem. Stantsitud augud jäävad puuritud aukudest kvaliteedilt maha, kuid suurema tööviljakuse tõttu on aukude stantsimine laialdaselt kasutusel. Viimastel aastatel on kasutusele võetud täpsema konstruktsiooniga stantsid (matriitsi ja stambi läbimõõtude vahe 0,5 mm tavalise 1,5 mm asemel), mis võimaldavad moodustada suhteliselt kõrge kvaliteediga auke. Eriti vastutusrikastel juhtudel stantsitakse augud projektläbimõõdust 4 ... 6 mm võrra väiksema läbimõõduga ning puuritakse hiljem projekteeritud läbimõõduni.

Aukude stantsimisel ei tohi metalli pinna deformatsioonid ületada 1 mm. Temperatuuril alla —25° C on aukude stantsimine keelatud.

Aukude stantsimise põhiliseks puuduseks on mooduse piiratus ning suhteliselt väike täpsus (eriti aukude vastastikuses asendis).

P u u r i m i s e g a saab moodustada praktiliselt igasuguse läbimõõduga auke igasuguse paksusega metallis. Puurida võib kas üksikute elementide kaupa või terves paketis korraga. Tavaliselt kasutatakse aukude moodustamiseks kahe soonega spiraalpuure (joon. 409, *a*), mis valmistatakse tavalisest või legeeritud tööriistaterasest või kiirlõiketerasest. Puurimise ajal jahutatakse puuri veega. Puurimisseadmeks on enamasti statsionaarsed või liikuvad radiaalpuurpingid. Puurpingi (joon. 409, *b*) põhiosadeks on vertikaalne sammas, samba suhtes pööratav (tavaliselt 180° piirides) ja vertikaalsuunas liikuv konsool



JOON. 409

ning puurimispea, mida saab piki konsooli liigutada. Puuritakse kas märkimise (kärnide) järgi, šablooni või konduktori abil. Šabloonina kasutatakse sageli ühte valmistatavatest detailidest. Sellist šablooni saab aga kasutada ainult 2...3 korda, kuna šablooni augud kuluvad korduval kasutamisel ovaalseteks. Konduktor kujutab endast šablooni, milles aukude asukohad on fikseeritud kõvaterasest suudmikega, mille läbimõõt on puuri läbimõõdust 0,3 mm võrra suurem. Konduktorite kasutamine on õigustatud suure arvu ühesuguste detailide korral. Nn. ruumiliste konduktorite abil saab täpselt fikseerida mitte ainult ühe rühma aukude vastastikuse asendi, vaid ka mitme rühma aukude omavahelise asendi.

5.6.4. Hööveldamine ja freesimine

Mõnel juhul tuleb vahetult lehe serva kaudu üle anda survejõude, näiteks kraanaroopalt ülemise vöö kaudu kraanatala seinale või keevitatud tala toelt alumise vöö kaudu tala toeriba alumisele otsale. Neil juhtudel tuleb

lehe serv tiheda kokkupuute saavutamiseks töödelda. Samuti tuleb dünaamiliselt koormatud konstruktsioonide detailide servadelt eemaldada kääridega või hapnikuga lõikamisel kalestunud pind. Ka keevitamiseks töödeldakse lehtede servad paljudel juhtudel mehaaniliselt. Põhiliseks seadmeks leheservade mehaaniliseks töötlemiseks on servahööveldus pink. Tavaliste skeemide puhul on töödeldav detail kinnitatud masina liikumatu aluse külge. Suport koos lõiketeraga liigub piki hööveldatavat serva. Supordi iga käiguga nihutatakse lõiketera ühe astme võrra töödeldava pinna laiuse suunas, kuni terve pind on üle käidud. Seejärel hööveldatakse teine ja vajaduse korral ka kolmas kiht. Hööveldatava lehe märkimisel jäetakse töötlemisvaru 5...10 mm iga töödeldava serva kohta. Lehe mõõtmete kontrollimiseks kantakse märkimisel lehe hööveldatavast servast 50 mm kaugusele kontrolljoon. Needi- või poldiaukudega detaili puhul pole kontrolljoon vajalik, kuna lehe mõõdet saab kontrollida aukude järgi. Tööviljakuse suurendamiseks hööveldatakse detailide servi mõnikord pakettide kaupa, kusjuures paketi paksus on määratud supordi põikliikumise intervalliga.

Harvemini esineb metallkonstruktsioonide valmistamisel vajadus lehe pinna töötlemiseks. Pinna töötlemiseks kasutatavatel höövelpinkidel liigub tavaliselt töödeldav detail koos alusega lõiketera suhtes. Neil pinkidel saab hööveldada ka lühemate detailide servi.

Survejõudu üleandvate detailide (tala toeribid, postid) otste töötlemiseks kasutatakse mõnikord freespinke. Viimase töötavaks osaks on pöörlev kettakujuline frees, mille külge on kinnitatud lõiketerad. Tavaline töötlemisvaru 8...10 mm eemaldatakse freesi 2...3 käiguga.

Hööveldatud või freesitud servaga detaili vastava mõõtme nõutav täpsus on kuni 1,5 m pikkustel (või laiustel) detailidel 0,5 mm ja pikematel detailidel 1...3 mm.

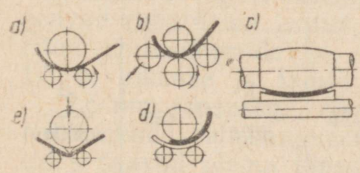
5.6.5. Painutamine

Mitmesuguste mahutite ja muude lehtkonstruktsioonide valmistamisel tuleb lehtmetallist moodustada silindrilisi, koonilisi ning mõnel juhul ka kahesuunalise kõverusega detaile. Need detailid painutatakse külmalt valts-

pingil, mis koosneb kolmest (joon. 410, *a*) või neljast (joon. 410, *b*) valtsist ja tugedest. Leht nihutatakse edasi alumiste (vedavate) valtside pööramisega elektrimootori jõul. Lehe kõverust reguleeritakse keskmise valtsi (või valtside) nihutamisega vertikaalsuunas. Kooniliste detailide valmistamisel on keskmise valtsi üks ots madalamal kui teine. Kahesuunalise kõverusega detailide valmistamisel kasutatakse muutuva läbimõõduga valtse (joon. 410, *c*).

Lehtede painutamisel kolme valtsiga pingil jäävad lehe otsad painutamata pikkusel, mis on võrdne umbes alumiste valtside poole vahekaugusega. Ühtlase kõveruse saamiseks tuleb lehe otsad eelnevalt painutada paksemal vastava kõverusega aluslehel (joon. 410, *d*). Nelja valtsiga pingil saab servi painutada ühe külgmise valtsi tõstmisega. Tavalisel valtspingil saab anda lehele murdejoone ilma valtse pööramata ülemise valtsi vertikaalsuunalise nihutamisega (joon. 410, *e*).

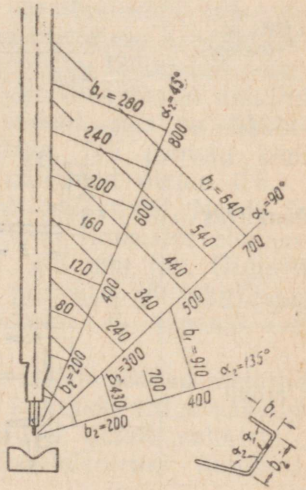
Lehtede painutamiseks määratud pingil saab painutada ka I- ja [-profiile flanšidega paralleelses tasandis. I ja [-profiilide ja ribaterase painutamiseks suurema jäikuse tasandis ning nurkraudade painutamiseks kasutatakse peamiselt ekstsentrikpresse.



JOON. 410



JOON. 411



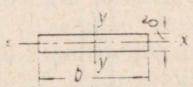
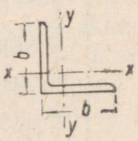
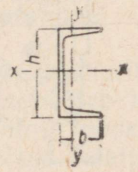
JOON. 412

Omaette liigi külmalt painutamise operatsioonide hulgas moodustab painutatud profiilide valmistamine. Selleks kasutatakse *servapainutuspresse*, mille töötavateks osadeks on ülemine ja alumine stamp. Alumisel stambil on eri külgedel erineva kujuga sooned (joon. 411), mis kombineeritult ülemise stambiga võimaldavad saada väga erineva kujuga profiile. Joonisel 412 on toodud skeem, mis näitab riba kahekordse painutamise võimalusi olenevalt paindenurgast.

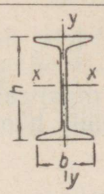
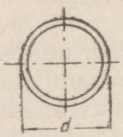
Metalli külmalt painutamise võimalused on piiratud tingimusega, et suhtelised deformatsioonid ei ületaks 1,5 ... 2%, s. t. et painutamisel ei esineks kalestumist. Maksimaalsed kõverused f ja minimaalsed kõverusraadiused vastavalt ehitusnormidele ja -eeskirjadele on esitatud tabelis 5.2.

Tabel 5.2

Maksimaalsed kõverused f ja minimaalsed kõverusraadiused ϱ terase külmalt painutamisel

Nimetus	Skeem	Telje y suunas		Telje x suunas	
		min ϱ	max f	min ϱ	max f
1	2	3	4	5	6
Leht- ja ribateras		25δ	$\frac{l^2}{200\delta}$	—	—
Nurkteras		$45b$	$\frac{l^2}{360b}$	$45b$	$\frac{l^2}{360b}$
[-profiil		$25h$	$\frac{l^2}{200h}$	$45b$	$\frac{l^2}{360b}$

Tabel 5.2 (järg)

1	2	3	4	5	6
I-profiil		$25h$	$\frac{I^2}{200h}$	$25b$	$\frac{I^2}{200b}$
Toruprofiil		$30d$	—	$30d$	—

Märkused. 1. Lehtterasest staatiliselt koormatud detailide kõverusraadiust külmal painutamisel võib vähendada kuni 12,5δ-ni.
2. Süsinikterasest lehtede painutamisel servapainutuspressidel peab sisemine kõverusraadius olema vähemalt 1,2δ staatilisel ja 2,5δ dünaamilisel koormamisel. Vähelegeeritud teraste korral tuleb nimetatud kõverusraadiust suurendada 50% võrra. Seejuures peavad painutusjoonega lõikuvad leheservad olema eelnevalt hööveldatud.

5.6.6. Valmisdetailide hoidmine

Vahelüliks töötlemistsehhi ja keevitustsehhi vahel on pooltoodete ladu. Siin toimub valmisdetailide komplekteerimine jooniste kaupa, vajaduse korral ka töödeldud detailide täiendav õgvendamine. Vahelattu üleantavad detailid peavad rahuldama teatud täpsusnõudeid, mis on fikseeritud ehitusnormide ja -eeskirjadega. Nii peavad kuni 1,5 m pikkuse ja laiuse detaili mõõtmed olema 0,5... ...2,5 mm täpsusega, olenevalt töötlemisviisist. Needi- ja poldiaukude vahekaugused kuni 1,5 m suurustes elementides peavad olema täpsusega 0,7...2 mm jne. Üldiselt peavad valmistatavad detailid, kui projektis või tehnilistes tingimustes pole erinõudeid, vastama 6. täpsusklassi nõuetele.

Enne valmisdetailide lattu andmist peavad detailid olema markeeritud. Detaili pinnale kantakse valge värviga tehase tellimuse number, mille alusel detail valmistati, samuti joonise ning konstruktsioonielemendi numbrid.

Eriti vastutusrikaste konstruktsioonide detailidele kantakse isegi terasepartii number koos tehase tehnilise kontrolli osakonna meistri viisaga.

Valmisdetailide varu pooltoodete laos moodustab tavaliselt tehase 15 ... 30 vahetuse toodangu. Pooltoodete ladu on varustatud sildkraana ja maapealse roobasteega. Tehnoloogiliselt parem on skeem põiki hoonet liikuva sildkraanaga.

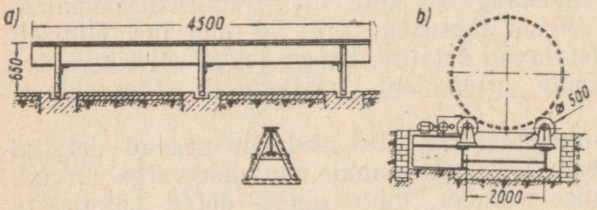
5.7. DETAILIDE KOKKUPANEK

Konstruktsioonide kokkumonteerimiseks peavad detailid olema õgvendatud, puhastatud porist, õlist, roostest, tagist, niiskusest ja hapniklõikamisel tekkinud pritsmetest. Kokkumonteerimisel tuleb kasutada konduktoreid ja monteerimislavasid, mis tagavad vajaliku monteerimistäpsuse ja tööde ohutuse. Konstruktsioonide kokkumonteerimisel ja ühenduste moodustamisel juhindutakse tööjoonistest.

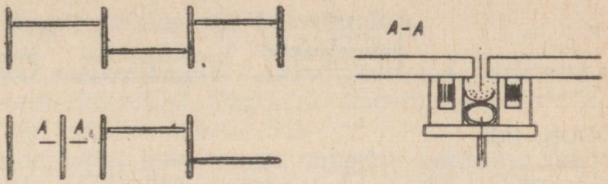
5.7.1. Keevitatavate konstruktsioonide kokkumonteerimine

Vähe korduvad konstruktsioonielemendid monteeritakse kokku monteerimispukkidel, mis on teisaldatavad piki tsehhi põrandasse betoonitud juhtroopaid (joon. 413, *a*). Üksikute pukkide vahekaugus on tavaliselt 1,5 ... 2 m. Silindriliste elementide kokkumonteerimisel kasutatakse reguleeritava vahekaugusega rullikuid (joon. 413, *b*).

Palju korduvate elementide kokkumonteerimisel kasutatakse mitmesuguseid spetsiaalseid stende, manipulaato-

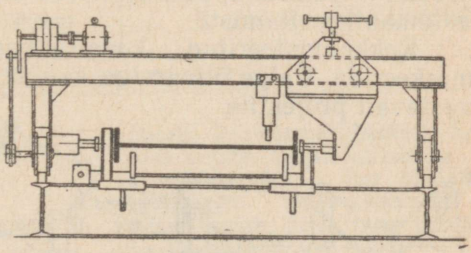


JOON. 413



JOON. 414

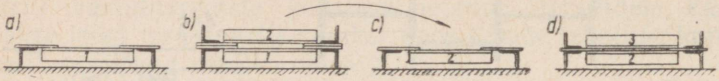
reid, konduktoreid ja rakiseid. Joonisel 414 on kujutatud magnetstend lehtede kokkumonteerimiseks, joonisel 415 — konduktor keevitatud I-tala kokkumonteerimiseks. Silindriliste elementide kokkumonteerimisel kasutatakse rullikstendi, mille üks rullikutest on käivitatav elektrimootori jõul. Sõrestikkonstruktsioonide kokkumonteerimisel kasutatakse kopeerina ühte eelnevalt kokkumonteeritud poolsõrestikku (joon. 416). Ülejäänud poolsõrestikud monteeritakse kokku kopeeri peal ning lõpuks täiendatakse poolsõrestikud sümmeetriliselt vastaspoolele asetatavate nurkraudadega.



JOON. 415

Mittegabariitsete reservuaaride kere rullitakse tehases kokku vähemale gabariitsele läbimõõdule. Monteerimiskohal rullitakse kere lahti.

Monteerimist hõlbustavad mitmesugused lisaseadmed ja rakised: ahelpöörajad (joon. 417, *a*), pööramisrakised (joon. 417, *b*), tõmmitsad, rangid, klambrid, riisad, pitskruvid jne. Monteerija tööabinõude hulka kuuluvad kõik märkija töövahendid, millele lisanduvad pneumaatilised ja käsimeislid, tungrauad, tornid, kangid, võtmed, kiilud jms.

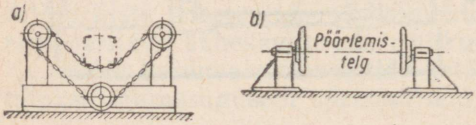


JOON. 416

Ühendatavate elementide vastastikuse asendi fikseerimise näiteid on esitatud joonisel 418. Väga laialdaselt kasutatakse elementide esialgset üksikutes punktides kokkukeevitamist. Keevituspunktid peavad olema asetatud projekteeritud keevisõmbluste kohale. Seejuures tuleb kasutada neidsamu keevitusmaterjale nagu konstruktsioonide keevitamiselgi. Keevitajal peab olema vastav kvalifikatsioonitunnistus.

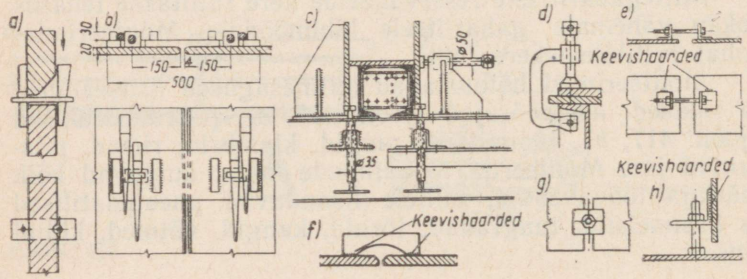
Konstruktsioonide kokkumonteerimisel tuleb silmas pidada maksimaalse automaatkeevituse nõuet, täpset kinnipidamist konstruktsiooni mõõtmetest, keevituspingete ja -deformatsioonide vähendamist. Nii on keevitatud tala tegemisel otstarbekas esmalt kokku keevitada sein ja vööd, seejärel nad omavahel ühendada ning alles lõpuks külge keevitada põikribid, sest viimased takistaksid vööõmbluste automaatkeevitamist.

Kokkumonteeritud konstruktsioonielemendid tuleb markeerida. Valge õlivärviga kantakse elemendile tähistus vastavalt projektile.



JOON. 417

JOON. 418



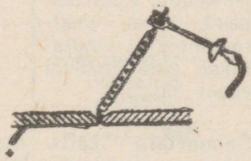
5.7.2. Konstruktsioonide keevitamine

Metallkonstruktsioonide valmistamisel kasutatakse põhiliselt elekterkeevitust. Vastavate keevitusmooduste iseloomustus on esitatud tabelis 5.3.

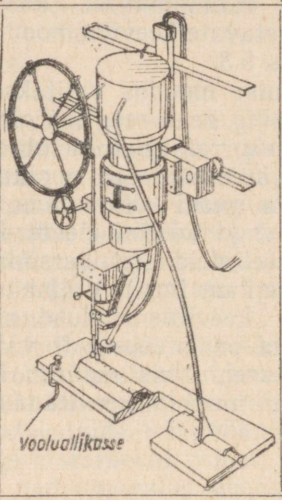
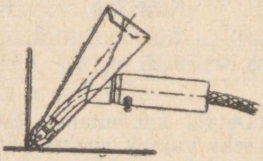
Konstruktsiooni keevitamise moodus valitakse olenevalt konstruktsiooni tüübist ning peab reeglina olema näidatud KM-joonistel. Eelisjärjekorras tuleb kasutada kõrgtootlikke keevitusmeetodeid: automaat- ja poolautomaatkeevitust räbu all või kaitsva gaasi keskkonnas, elekterräbukeevitust, kontaktkeevitust ja käsitsi elekter-kaarkeevitamise progressiivseid meetodeid (pulbersüdamikuga toruelektroodid, kolmefaasiline kaar jms.). Valmistajatehas võib KM-joonistel näidatud keevitusmooduse asendada progressiivsemaga. Keevitama peab eelnevalt väljatöötatud tehnoloogilise skeemi alusel, mis määrab kindlaks konstruktsiooni kokkumonteerimise ja keevitamise järje-

Elekterkeevitusmoodused

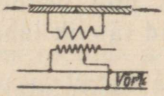
Tabel 5.3

Keevitus-moodus	Keevitamise skeem	Kirjeldus	Kasutusala
1	2	3	4
Elekter-kaarkee-vitus käsitsi		Detaili kuumutamiseks vajalik soojus saadakse elektrikaarleegist. Leegi toimel sulab põhimetall ja elektrood. Sulanud elektroodi metall täidab pilu keevitatavate detailide servade vahel. Elektroodikate ioniseerib kaarevahemiku, kaitseb sulametalli ümbritseva õhu kahjuliku mõju eest; katte sulamisel tekkinud räbu kaitseb õmblust kiire jahtumise eest	Raskesti ligipääsetavates kohtades asetsevad ning üksikud lühikesed õmblused

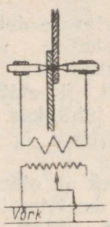
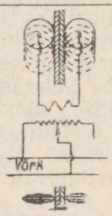
Tabel 5.3 (järg)

1	2	3	4
Automaatkeevitus räbu all		Kaarleek tekib keevitatava metalli ja metallelektroodi vahel räbustikihi all. Viimane kaitseb sulametalli õhuhapniku ja -lämmastiku kahjuliku mõju eest. Sulanud räbukiht takistab õmblust kiire jahtumise eest. Traati antakse ette automaatselt	Tänu ühenduste kõrgele kvaliteedile ja suurele tootlikkusele on üks põhilisi keevitusmooduseid metallkonstruktsioonide valmistamisel
Poolautomaatkeevitus räbu all		Keevitus on analoogiline automaatkeevitusega. Keevitustraati antakse ette automaatselt vooliku kaudu. Keevituspead, s. o. elektroodihoidjat nihutatakse piki õmblust edasi käsitsi	Üksikud eraldi õmblused ning montaažiühendused
Elektrikaarkeevitus kaitsva gaasi keskkonnas		Sulametalli kaitsmiseks oksüdeerumise eest juhitakse keevituskaare ümber kaitsvat gaasi (heeliumi, argooni, süsihappegaasi). Kasutatakse nii sulavat (põhimetallile lähedaste omadustega) kui ka mittesulavat (volframist) elektroodi	Argoonis keevitatakse alumiiniumisulameid ja roostevaba terast. Teraskonstruktsioone keevitatakse peamiselt süsihappegaasi keskkonnas poolautomaatseadmetega

Tabel 5.3 (järg)

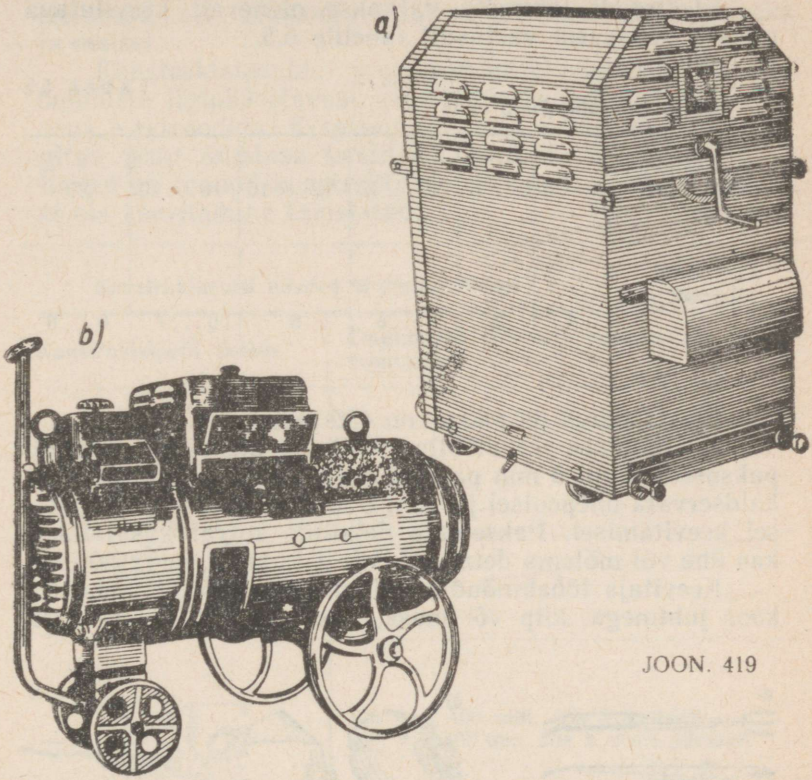
1	2	3	4
Elekter-räbu-keevitus		Keevitatavate detailide vaheline pilu asetatakse vertikaalselt. Keevitustsooni juhitakse keevitustraat ja räbusti. Kaarleek on olemas ainult keevitamise alguses, hiljem muutub sularäbu elektrijuhtivus kaare juhtivusest suuremaks ning leek katkeb. Sularäbu elektrilise takistuse tõttu eralduv soojus sulatab traadi ja keevitatavate detailide servad ning räbusti. Keevituspea liigub mööda keevitatavaid lehti alt üles koos vasest juhtplaatidega, mis kujundavad õmbluse pinna	Üle 50 mm paksuste detailide keevitamine
Elekter-kontakt-põkk-keevitus		Keevitatavad detailid surutakse keevitusmasina klemmide vahele. Elektrivoolu läbijuhtimisel kuumenevad detailid kokkupuutekohas plastse või sula olekuni. Voolu väljalülimise ja detailide kokkusurumise momendil toimub keevitamine ja räbu väljasurumine	Varraste, torude jms. põkkliidete moodustamine

Tabel 5.3 (järg)

1	2	3	4
Elekter-kontakt-punkt-keevitus		Keevitatav pakett (2...3 lehest) surutakse keevitus-masina elektroodide vahele. Elektroode läbiv vool kuumutab lehti kokkupuu-tekohal, lehtede pinnad hakkavad sulama ning keevi-tuvad kokku	Õhukeseseina-liste me-tallkonst-ruktsioonide valmistamine
Elekter-kontakt-joon-keevitus		Keevitatav pakett lastakse läbi rulli-kujuliste valtside. Viimaseid toidetak-se keevitusvooluga ning saadakse pi-dev (või katkend-lik) õmblus	Reservuaa-ride ja teis-te lehtkonst-ruktsioonide valmistamine

korra, keevitusmoodused ja -režiimid koos elektroodi või keevitustraadi läbimõõdu ja margi ning muude keevitus-materjalide margiga. Keevitamisel peab tagama ühenduste kõrge kvaliteedi, õmbluse nõutavad geomeetrilised mõõt-med ja mehaanilised omadused ning keevitatavate deta-ilide minimaalsed keevituspinged ja -deformatsioonid. Kee-vitatavate servade töötlemine ja pilu nende vahel peab olema valitud nii, et oleks tagatud täielik läbikeevitus ter-vel ühenduse paksusel.

Käsitsi elekter-kaarkeevitusel kasutatakse peamiselt vahelduvvoolu ja ainult erandjuhtudel alalisvoolu. Vahel-duvvoolu saadakse keevitustrafost, mis on tavaliselt plo-keeritud vooluregulaatoriga ühisesse korpusesse (joon. 419, *a*). Alalisvoolu allikaks on tavaliselt keevitus-muundi (joon. 419, *b*), mis koosneb mootorist ja alalisvoo-lugeneraatorist, harvemini pooljuhtmuundi. Kasutatavad keevitusrežiimid on iseloomustatud voolu tugevusega 50... 800 A, tühikäigupingega 50...70 V, keevituspingega 20...40 V ning elektroodi läbimõõduga 4...8 mm. Elekt-roodi tüüp valitakse vastavalt keevitatavale metallile ja konstruktsiooni töötingimustele ning peab olema projektis



JOON. 419

näidatud. Elektroodide materjaliks on keevitustraat ГОСТ 2246-60. Elektroodikatte koostis oleneb elektroodi margist. Andmed teraskonstruktsioonide keevitamisel kasutatavate elektroodide kohta on toodud tabelis 5.4.

Tabel 5.4

Elektroodid teraskonstruktsioonide keevitamiseks

Elektroodi tüüp	Elektroodi margid	Keevitustraadi mark	Keevitusvool
Э42	ОММ-5; СМ-5	Св-08	Vahelduv- või alalisvool
Э42А	СМ-11; УОНИ 13/45	Св-08А	Alalisvool
Э50	К-5	Св-08	Vahelduv- või alalisvool
Э55А	УОНИ 13/55	Св-08А	Alalisvool

Elektroodi läbimõõt valitakse olenevalt keevitatava metalli paksusest vastavalt tabelile 5.5.

Tabel 5.5

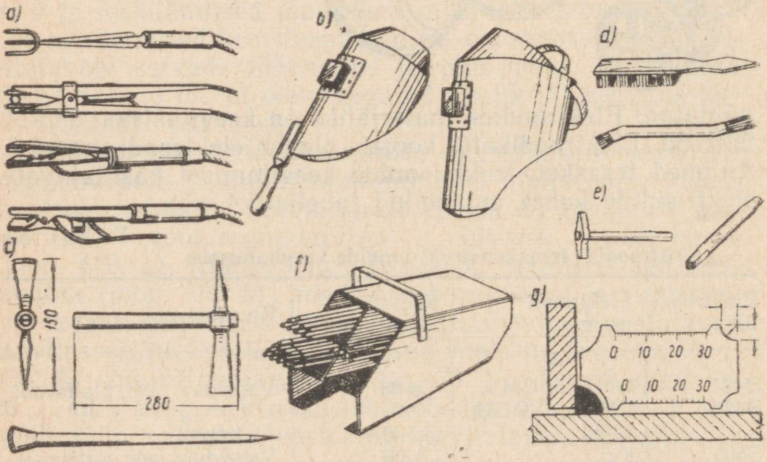
Elektroodi läbimõõdu valik

Keevitatava metalli paksus mm	4...6	6...8	10...12	12...16	16...20	20
Elektroodi läbimõõt mm	4	5	5...6	6	6...7	6...8

Elektroodivarda pikkus on 450 mm.

Jätkõmbluse servatöötlus valitakse olenevalt elemendi paksusest. Kuni 6 mm paksust detaili saab keevitada ilma kaldservata ühepoolsel ja kuni 8 mm paksust — kahepoolsel keevitamisel. Paksemate detailide korral kasutatakse kas ühe või mõlema detaili V- või X-kujulist servatöötlust.

Keevitaja tööabinõud on (joon. 420): elektroodihoidja koos juhtmega, kilp või mask, vasar, kangike, terashari,



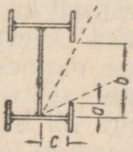
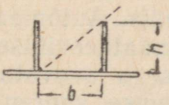
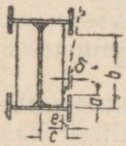
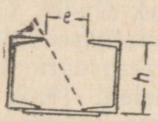
JOON. 420

elektroodikast, šabloonid õmbluse mõõtmete määramiseks ja meisel.

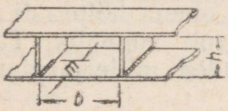
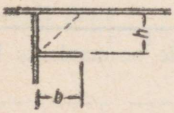
Konstruktsioonide projekteerimisel tuleb arvestada õmbluste ligipääsetavust keevitamiseks normaalse pikkusega elektroodiga. Keevitamine peab olema hõlpsasti jälgitav ning õmbluse kvaliteedi kontroll võimalik. Tabelis 5.6 on toodud konstruktiivsed nõuded, mille järgimisel ei ole keevitamine takistatud.

Tabel 5.6

Konstruktiivsed nõuded käsitsikeevitusel

Konstruktsiooni skeem	Tingimused õmbluste normaalseks keevitamiseks
1	2
	$a \leqslant 2/3\,c$ $b \geqslant 2\,c$
	kui $b \leqslant 400$ mm, siis $h \leqslant 0{,}6\,b$ $b > 400$ mm, siis h ei ole piiratud
	Ribi külgekeevitamiseks $a \leqslant c$ Keevitamiseks ligipääsmatu piirkond $e = \frac{a\delta}{b} + 10$ mm
	$e \geqslant 0{,}7h$

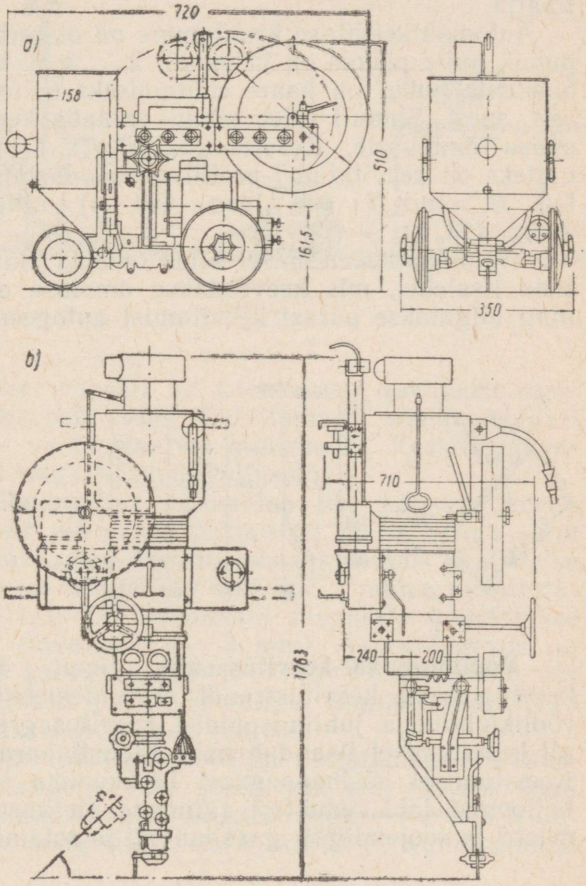
Tabel 5.6 (järg)

1	2
	Keevitamine on võimalik sügavusele $m \leqslant$ $\leqslant 800$, kui $b \geqslant 400$ ja $h = 250 \ldots$ $\ldots 400$ mm $m = h$, kui $b > 400$ ja $h \leqslant 250$ mm $m = 0{,}63b$, kui $b \leqslant 400$ ja $h \geqslant 250$ mm $m = \frac{bh}{400}$, kui $b \leqslant 400$ ja $h < 250$ mm
	Keevitamine on võimalik, kui $h \geqslant 250$ mm

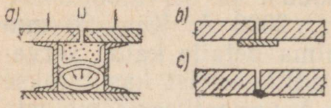
Automaatkeevitus räbu all toimub tavaliselt kas keevitustraktori (joon. 421, *a*) või rippuva keevituspea (joon. 421, *b*) abil. Peale selle kasutatakse mitmesuguste konstruktsioonide massilisel valmistamisel spetsiaalseid keevitusmasinaid, mille põhiosaks on liikuv või liikumatu keevituspea. Keevitustraktor liigub elektrimootori jõul oma vankrikesel vahetult piki keevitatavat toodet. Rippuv keevituspea liigub vankrikesel piki roobasteed, mis on kinnitatud vertikaalpinnale horisontaalasendis. Automaatkeevitusel kasutatakse vahelduvvoolu. Automaatkeevituse suurem tootlikkus võrreldes käsitsikeevitusega saavutatakse keevituse mehhaniseerimise, voolu tugevuse suurenemise ja elektroodide vahetamiseks kuluva ajakao ärajäämise arvel. Samal ajal paraneb õmbluse kvaliteet ning keevitaja, samuti ka terve tsehhi töötingimused (valgus- ja ultraviolettkiirguse puudumise ning minimaalse suitsueraldumise arvel).

Põhilisteks keevitusmaterjalideks automaatkeevitamisel on elektrooditraat ning räbusti. Tavaliselt kasutatakse 3...6 mm läbimõõduga elektrooditraati ГОСТ 2246-60 järgi. Peamiselt kasutatakse traati mark Св-08, Св-08А, Св-08ГА ja Св-10Г2. Räbustina kasutatakse sulatatud räbusteid (mark АН-348 А, ОСЦ-45 jt., terasuurus 0,35... 3 mm), harvemini keraamilisi räbusteid (К-2, КС-1, КВС-19 jt.). Keevitusvool, olenevalt keevitatava metalli

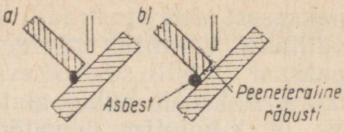
paksusest, keevitustraadi läbimõõdust ja servatöötlusest, valitakse tavaliselt piirides 100 ... 2000 A. Kuni 20 mm paksust metalli saab keevitada ilma detaile kaldu servamata. Paksuste puhul alates 16 millimeetrist kasutatakse V- ja X-kujulist servatöötlust. Automaatkeevisõmbluste moodustamisel tuleb silmas pidada asjaolu, et õmbluse vannis olev sulametall voolab kergesti elementidevahelisest pilust välja. Seetõttu moodustatakse jätkõmblused räbustipadjal (joon. 422, *a*). Harvemini kasutatakse terasest aluslappe (joon. 422, *b*) või õmbluse ühe poole käsitsi



JOON. 421



JOON. 422

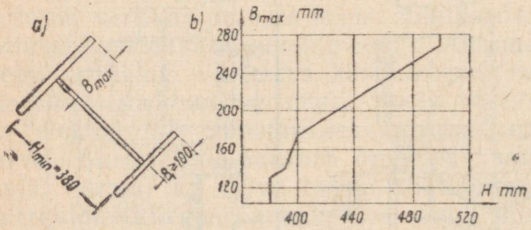


JOON. 423

ettekeevitamist (joon. 422, *c*). Nurk- ja T-õmblused keevitatakse «kraavis» (joon. 423), harvemini alumises asendis. Seejuures kasutatakse ka käsitsi ettekeevitamist või räbustipatja.

Automaatkeevituse kasutamine on otstarbekas õmbluse puhul, mille pikkus on vähemalt 2 ... 3 m, kuna lühemate õmbluste puhul on kaare süütamiseks kuluv aeg suhteliselt suur. Samuti tuleb silmas pidada keevituspea ligipääsu õmblusele. Keevitustraktori TC-17M kasutamisel näiteks on keevitatud T-profiilide moodustamine võimalik, kui $H > \min H$ (vt. joon. 424, *a*) ning $B < \max B$ (joon. 424, *b*).

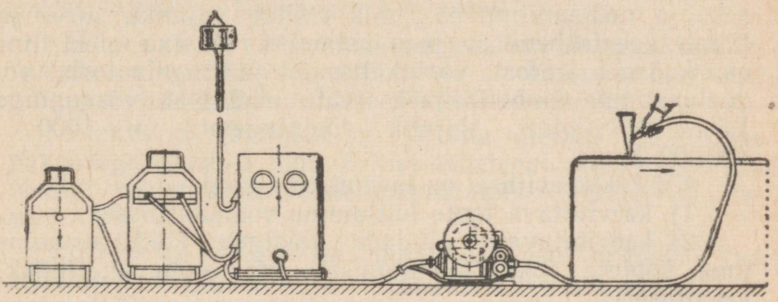
Automaatkeevitamisel tuleb õmblus alustada ja lõpetada lisalehel, mis keevitatakse õmbluse otsa piirkonda ning lõigatakse pärast keevitamist autogeeniga maha.



JOON. 424

Poolautomaat-keevitusseade (joon. 425) koosneb keevituspeast, keevitustraadi etteandemehhanismist koos voolikjuhtmega, juhtimispuldist, keevitusagregaadist. Räbu all keevitamisel lisandub neile räbustiaparaat või -lehter. Keevitamisel süsihappegaasi keskkonnas juhitakse gaas balloonist läbi reduktori (viimane on varustatud manomeetri ja soojendiga), gaasikuivati ja rotameetri (gaasiar-

vesti) voolikjuhtme kaudu keevitustsooni. Poolautomaatkeevitusel kasutatakse peent keevitustraati ($d = 1{,}6 \ldots 2$ mm) ning keevitusvoolu 200 ... 500 A. Keevituspea ühe käiguga saab moodustada kuni 10 mm paksusi nurkõmblusi. Jätkõmbluste moodustamisel tehakse poolautomaadiga 3 ... 6 käiku. Poolautomaatkeevitusega kaitsva gaasi keskkonnas saab moodustada õmblusi nii alumises kui ka vertikaalses asendis.



JOON. 425

Keevitamisel räbusti all kasutatakse tavaliselt otsepolaarset alalisvoolu ning keevitamisel süsihappegaasi keskkonnas — vastupolaarset alalisvoolu. Keevitusmuundid on samad nagu käsitsikeevituselgi.

Elekter-räbukeevitus võimaldab ühe käiguga keevitada praktiliselt piiramatu paksusega metalli ilma servi kaldu töötlemata. See keevitusmoodus annab kvaliteetse ühenduse väikese lisametalli mahuga. Õmblus moodustatakse vertikaalasendis. Lisametalli saamiseks kasutatakse keevitustraati (tavaliselt $d = 3$ mm); voolu tugevus on 400 ... 800 A, keevituspinge 40 ... 45 V. Elektroodi ots liigub perioodiliselt (30 ... 50 võnget tunnis), peatustega 4 ... 8 sekundiks juhtliistude juures.

Keevitamisel plaatelektroodiga asendatakse keevitustraat terasplaatidega. Sel juhul on keevitusvool kuni 2000 A iga plaadi kohta. Elekter-räbukeevitusel kasutatakse räbusteid mark ФЦ-7, АН-8, АН-22 jt. Kuna sulanud

räbu tõuseb pidevalt õmbluse pinnale, kulub räbustit suhteliselt vähe.

Joonisel 426 on esitatud elekter-räbukeevitusaparaat A-372M, mis keevitamisel liigub piki vertikaalset roobast. Elekter-räbukeevitusaparaatide toitmiseks kasutatakse jäiga tunnusjoonega trafosid. Abiseadmena kasutatakse keevitusvanni nivoo regulaatorit, mis ühtlasi reguleerib ka aparaadi liikumise kiirust.

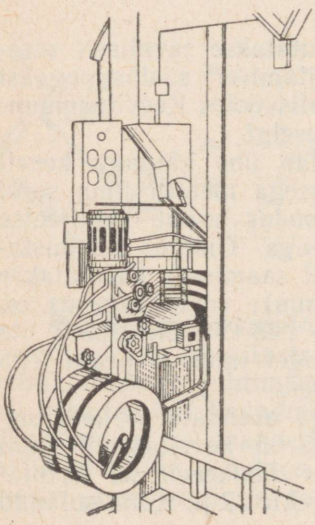
Elekter-kontaktkeevituse masinatel on kaks põhisõlme: elektriline osa keevitatavate detailide kuumutamiseks ja mehaaniline osa, mis tekitab vajaliku surve ja tagab keevisühenduse moodustamise. Masina elektriline osa koosneb trafost, voolukatkestist ja -regulaatorist või vooluastmete ümberlülijast. Trafo madaldab võrgupinge 1,5...12 voldini. Vajalik voolutugevus on 1000... 100 000 A.

Kontaktkeevitusel on järgmised etapid:

1) keevitatava toote lülitamine vooluahelasse;

2) keevitatavate pindade esialgne kokkusurumine ilma vooluta (punktkeevitamisel) või voolu all (põkkkeevitusel);

3) keevitatavate pindade kuumutamine vooluga plastse olekuni või pinna sulamiseni;



JOON. 426

4) kokkusurumine voolu samaaegse väljalülitamisega;
5) detailide lõplik kokkusurumine ilma vooluta.

Kontaktmasina töötamise oluliseks teguriks on elektrolüütilisest vasest kontaktelektroodide, rullikute või kokkusurumishuulikute vastupidavus.

Põkk-keevitust kasutatakse ümar-, ruut-, ribaterase ja torude jätkamiseks. Kokkusurumiseks tuleb kasutada suurt jõudu (2 ... 8 kG/mm²). Detailide ettevalmistamisel põkk-keevitamiseks tuleb arvestada pikkuse varu väljasulamise ja kokkusurumise arvel.

Punktkeevitusel saadava keevituspunkti suurus oleneb keevitusvoolust ja voolu all hoidmise kestusest ning moodustab 0,9 ... 1,2 elektroodi läbimõõtu.

Elektroodi läbimõõt on võrdne metalli kahekordse paksusega pluss 3 mm. Erilist tähelepanu tuleb pöörata metalli kokkupuutepindade puhastamisele enne keevitamist.

Joonkeevitus on punktkeevituse erijuht, kus rullikutena kujundatud elektroodid suruvad lehti kokku pidevalt ja moodustavad pideva õmbluse. Tavaliselt annab siiski paremaid tulemusi keevitus, kus voolu vaheldumisi sisse ja välja lülitatakse. Selleks kasutatakse ignitronkatkesteid, mis lülitatakse keevitusmasina primaarahelasse.

Nõuded keevitamisele. Keevitama peab vastava tehnilise ettevalmistusega isiku juhtimisel. Ettenähtud keevitustehnoloogiast kinnipidamist tuleb süstemaatiliselt kontrollida. Keevitajad peavad olema läbi teinud vastavad katsed ning neil peab olema tunnistus vastavale keevitustööle lubamise kohta. Keevitamist võib alustada alles pärast konstruktsiooni kokkumonteerimise õigsuse kontrolli. Enne keevitamist tuleb keevituskoht ja selle naabrus 20 mm ulatuses kummalegi poole puhastada.

Enne õmbluse moodustamist konstruktsiooni kokkumonteerimisel keevitatud kinnituspunktidele, samuti ka enne mitmekihilise õmbluse uue kihi keevitamist tuleb alumine kiht hoolikalt puhastada räbust ja pritsmetest. Alumise kihi defektsed kohad (pooride, räbupesade ja pragudega) tuleb välja raiuda või välja sulatada. Kahepoolsete põkkõmbluste, samuti täieliku läbikeevitusega kahepoolsete nurkõmbluste vastaspoole keevitamisel tuleb esi-

mese õmbluse juur välja raiuda või spetsiaalse lõikuriga välja sulatada ja puhastada.

Kaarleeki põhimetalli pinnal väljaspool õmblust süüdata ning kraatrit põhimetallile välja viia on keelatud. Automaat- ja poolautomaatkeevitust võib jätkata pärast keevitamise juhuslikku katkemist ainult pärast õmbluse lõpuosa (50 mm ulatuses) ja kraatri puhastamist räbust. See piirkond tuleb täielikult õmblusega katta.

Põkkõmblused, samuti automaatkeevituse nurkõmblused tuleb alustada ja lõpetada õmbluse otstesse keevitatud lisalappidel, mis pärast õmbluse moodustamist hapniklõikuriga maha lõigatakse.

Teraskonstruktsioonide käsitsi- ja poolautomaatkeevitamisel tabelis 5.7 näidatust madalamal temperatuuril tuleb keevitustsoon enne keevitamist kuumutada 100 mm ulatuses kummalegi poole õmblust kuni 100...150°-ni C.

Tavalise tehnoloogia järgi võib kuni 30 mm paksusi terasdetaile automaatselt keevitada temperatuuril kuni —30° C, paksemaid detaile — temperatuuril kuni —20° C. Madalamal temperatuuril tuleb kasutada eritehnoloogiat,

Tabel 5.7

Minimaalsed temperatuurid, mille juures teraskonstruktsioonide käsitsi- ja poolautomaatkeevitusel ei nõuta eelnevat kuumutamist

Teras	Konstruktsiooni tüüp	Metalli paksus mm			
		$\delta \leq 16$	$16 < \delta \leq 30$	$30 < \delta \leq 40$	$\delta > 40$
Süsinikteras	Sõrestikkonstruktsioonid	—30	—30	—10	0
	Täisseinalised ja lehtkonstruktsioonid	—30	—20	—10	0
Vähelegeeritud teras	Sõrestikkonstruktsioonid	—20	—10	0	+5
	Täisseinalised ja lehtkonstruktsioonid	—20	0	+5	+10

mis näeb ette suurema soojuseralduse ja väiksema jahtumiskiiruse. Elekter-räbukeevitus ei sõltu ümbritseva õhu temperatuurist.

Konstruktsiooni keevitamise lõpetamisel tuleb kõrvaldada kõik kokkumonteerimisel kasutatud abiseadmed; keevisõmblused tuleb puhastada kuni puhta metalli pinnani, konstruktsioonid aga tuleb puhastada pritsmetest jms.

Keevitaja peab lööma temale määratud numbri või tähise iga tema tehtud õmbluse kõrvale.

Keevisõmbluste kontrolli põhilisteks meetoditeks on:

1) väline vaatlus koos õmbluse mõõtmisega;
2) valikkontroll ultraheli või puurimise abil;
3) tiheduse proovimine petrooli, vaakumi või keemiliste meetoditega;
4) tiheduse ja tugevuse proovimine hüdrauliliselt või gaasirõhuga;
5) füüsikaline kontroll (ultraheli, röntgen- ja gammakiiritus, magnetograafia jne.);
6) konstruktsioonist väljalõigatud või konstruktsiooniga paralleelselt valmistatud proovikehade proovimine;
7) põkkõmbluse otste makrolihvi vaatlus.

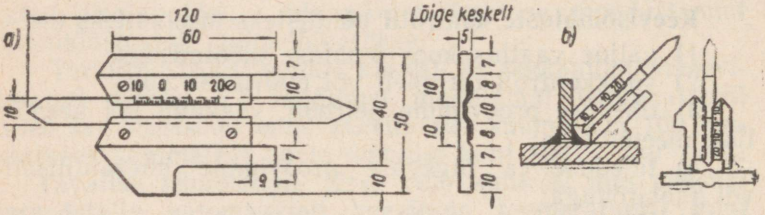
Üle vaadata (koos õmbluse mõõtmete kontrolliga) tuleb kõik õmblused. Õmblustel peab olema tasane või peenesoomuseline pind ilma sissepõletuste, kitsenemiste ja katkestusteta, sujuva üleminekuga põhimetallile. Õmbluse metall peab olema kogu ulatuses tihe, pragudeta ning pooride kogumikkude või aheliketa. Põhimetalli sisselõige ei tohi ületada 0,5 mm kuni 10 mm paksusel metallil ja 1 mm üle 10 mm paksusel metallil. Õmbluse kraatrid peavad olema täis keevitatud. Õmbluse mõõtmete kontrollimisel kasutatakse spetsiaalseid šabloone (joon. 427).

Valikkontrolli ultraheli või puurimisega tuleb rakendada kõigi õmbluste puhul, mille kohta projektis või tehnilistes tingimustes pole erinõudeid.

Füüsikalise kontrolli meetoditest soovitatakse kasutada röntgenkiiritust (kui see ei ole võimalik, siis gammakiiritust) kuni 15 mm paksusest terasest põkkõmbluste ja kuni 10 mm paksusest terasest ülekatteühenduste kontrollimiseks. Paksemast terasest ühenduste kontrollimiseks soo-

vitatakse kasutada ultraheli. Suurte läbikeevitamata kohtade, räbupesade ja gaasipooride avastamiseks lubatakse kasutada röntgen- või gammakiiritust.

Füüsikalisi kontrollimeetodeid (välja arvatud õmbluste valikkontroll), samuti ka proovikehade kontrolli ja mikrolihvi uurimist tuleb rakendada ainult juhul, kui seda nõuavad tehnilised tingimused või kui projektis on vastav märge.



JOON. 427

Kui füüsikalise kontrolliga avastatakse lubamatuid defekte, tuleb defektset ühendust täiendavalt kontrollida. Kui täiendaval kontrollimisel avastatakse lubamatuid defekte, tuleb läbi kontrollida terve õmblus ja teiste õmbluste kahtlased kohad. Õmbluse defektid kõrvaldatakse järgmiselt. Õmbluse katkemiskohad ja kraatrid keevitatakse täis. Kõik pragudega, samuti ka lubatavat määra ületavate läbikeevitamata kohtade ja teiste defektidega õmblused kõrvaldatakse defekti kohalt pluss 10 mm kummalegi poole ning keevitatakse uuesti. Lubatavat määra ületavad sisselõiked puhastatakse ja keevitatakse täis, tagades sujuva üleminеku põhimetallile. Ebatiheduste kõrvaldamine temmimisega on keelatud. Parandatud õmblused tuleb uuesti kontrollida.

P r o o v i k e h a d tuleb valmistada konstruktsiooni metalliga samast materjalist. Proovikehadena soovitatakse kasutada õmbluse alustamise ja lõpetamise lisalappe. Kontrollitava proovikeha õmblus peab olema moodustatud samas asendis nagu keevitatav element ning olema vii-

mase pikenduseks. Keevisõmbluse kontrollimiseks tõmbele tuleb võtta vähemalt 2, kontrollimiseks löögisitkusele — vähemalt 3 ja kontrollimiseks paindele — vähemalt 2 proovikeha. Kui proovimistulemused ei vasta nõuetele, tuleb vastav õmblus välja raiuda, keevitaja kvalifikatsiooni ja keevitusmaterjalide kvaliteeti aga tuleb täiendavalt kontrollida.

Füüsikaliste kontrollimeetoditega avastatavate defektide lubatavad määrad on järgmised:

1) läbikeevitamata kohad ühendustes, millele keevitamiseks ligi pääseb kahelt poolt — sügavusega kuni 5% metalli paksusest, kuid mitte üle 2 mm pikkusel mitte üle 50 mm; läbikeevitamata piirkondade üldine pikkus ei tohi ületada 200 mm õmbluse pikkuse iga meetri kohta;

2) õmbluse läbikeevitamata juur ilma aluslapita ühendustes, millele keevitamiseks ligi pääseb ainult ühelt poolt — sügavusega kuni 15% metalli paksusest kuni 20 mm paksuse metalli puhul ja sügavusega kuni 3 mm — üle 20 mm paksuse metalli puhul;

3) üksikud räbupesad või nende kogumikud (ГОСТ 7512-55 grupi A ja B järgi) sügavusega mitte üle 10% keevitatava metalli paksusest, kui metalli paksus on kuni 20 mm, ja mitte üle 3 mm, kui keevitatava metalli paksus on üle 20 mm;

4) räbupesad aheliku või pideva joonena õmbluse pikkusel (ГОСТ 7512-55 grupi Б järgi), kui nende summaarne pikkus ei ületa 200 mm õmbluse pikkuse 1 m kohta;

5) gaasipooride ja räbupesade kogumikud (grupp B) õmbluse üksikutes piirkondades — mitte üle 5 tk. õmbluse pinna 1 cm^2 kohta;

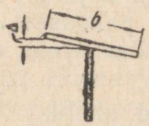
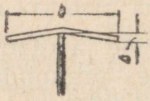
6) eraldi või ahelana asetatud läbikeevitamata kohtade, räbupesade ja pooride (grupid A ja Б) summaarne kogus kuni 10% keevitatava metalli paksusest, kuid mitte üle 2 mm kahepoolsel keevitamisel, ning kuni 15% keevitatava metalli paksusest, kuid mitte üle 3 mm— ühepoolsel keevitamisel.

Igasugused praod on lubamatud.

Keevitatud konstruktsioonide geomeetriliste mõõtmete maksimaalselt lubatavad hälbed on toodud tabelis 5.8.

Tabel 5.8

Keevitatud konstruktsioonide mõõtmete lubatavad hälbed

Hälbe nimetus	Skeem	Lubatav hälve
Pilu lehe pinna ja 1 m pikkuse terasjoonlaua vahel	—	1,5 mm
Pilu pingutatud traadi ja nurkraua, I- või [-profiili vöö või seina vahel	—	0,001 L (L — elemendi pikkus), kuid mitte üle 10 mm
Lehtmaterjalist detaili serva hälve teoreetilisest joonest:		
a) põkk- ja T-ühendustes	—	2 mm
b) ülekatteühendustes	—	5 mm
Pilu 1,5 m pikkuse kaarega šablooni ja külmalt painutatud lehe või profiili pinna vahel	—	2 mm
Sama, kuumalt painutatud	—	3 mm
Gabariitsete lehtkonstruktsioonide elliptilisus (läbimõõtude erinevus)	—	0,005 D (D — ringi läbimõõt)
Sama, montaažiühendustes	—	0,003 D
Vööde põikkalle ($\Delta : b$)		0,01
Sama, kokkupuutekohtades		0,005
Vööde murre ($\Delta : b$)		0,01
Sama, kokkupuutekohtades		0,005
Elementide kiivsus	—	0,001 L, kuid mitte üle 10 mm (L — elemendi pikkus)
Täisseinalise tala seina mõlge	—	0,003 h (h — seina kõrgus)
Elemendi kõverus	—	$\frac{1}{750}L$, kuid mitte üle 15 mm (L — elemendi pikkus)

Konstruktsioonielemendid, mille mõõtmete hälbed ületavad lubatava määra, tuleb õgvendada. Selleks kasutatakse mehaanilist ja termilist moodust, silmas pidades kõiki õgvendamise eeskirju.

5.7.3. Konstruktsioonide neetimine

Needitavad konstruktsioonid monteeritakse kokku tavaliselt monteerimispukkidel. Tänu neediaukude olemasolule on needitavate konstruktsioonide kokkumonteerimine tunduvalt hõlpsam kui keevitatavate konstruktsioonide puhul. Kokkumonteerimisel ühendatakse detailid omavahel ajutiste poltidega, mis peavad olema pandud igasse kolmandasse auku, kuid sammuga mitte alla 500 mm. Ühendatav pakett tuleb poltidega tihedalt kokku suruda. Poldi läbimõõt valitakse tavaliselt augu läbimõõdust 2...4 mm väiksem. Lisaks poltidele tuleb detailide nihkumise vältimiseks lüüa aukudesse treitud monteerimispulgad koguses 30% poltide arvust, kuid mitte alla 2 igas ühenduses. Monteerimispulga läbimõõt võetakse augu läbimõõdust 0,3 mm väiksem. Pilu paketi elementide vahel kontrollitakse 0,3 mm paksuse kaliiberlehega, mis ei tohi minna lehtede vahele sügavamale kui 20 mm. Pilu detailides ja ühendustes, kus on ette nähtud tihe kokkupuude, ei tohi ületada 0,3 mm. Hälve augu läbimõõdus, samuti augu ovaalsus ei tohi ületada kuni 17 mm läbimõõdu korral 1 mm ja suurema läbimõõdu korral 1,5 mm. Paketi elementide neediaukude telgede omavaheline hälve kuni 1 mm on lubatud kuni 50% aukudest süsinikterasest konstruktsioonides ja kuni 10% aukudest vähelegeeritud terasest konstruktsioonides.

Kui detailide valmistamisel on neediaugud stantsitud projektmõõdust vähemale läbimõõdule, tuleb kokkumonteeritud konstruktsioonis augud järele puurida. Selleks kasutatakse tavalisi radiaalpuurpinke ning spetsiaalseid kolme soonega puure.

Kasutatakse neete läbimõõduga 16, 18 (mittesoovitatav), 20, 22, 24 ja 27 mm. Vastavad neediaugu läbimõõdud on 17, 19, 21, 23, 25 ja 28,5 mm. Needivarda pikkus

valitakse olenevalt paketi paksusest ja needi läbimõõdust seosega

$$l = a \sum \delta + b \text{ mm}$$

kus $a = \frac{d}{d_0} \approx 1{,}1$ ja $b = 1{,}4d$

Needid valmistatakse neediterasest Ст.2 закл. või Ст.3 закл. või vähelegeeritud terasest 09Г2.

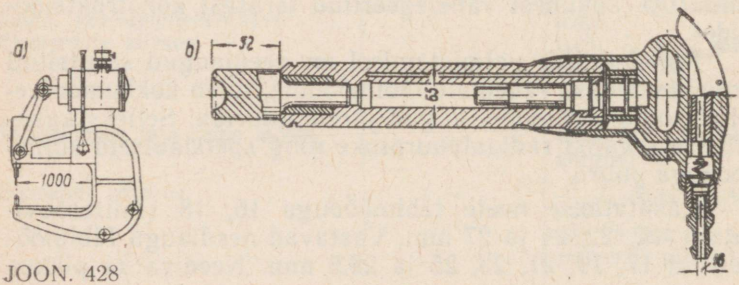
Neetimiseks kasutatakse põhiliselt neetimispresse (joon. 428, *a*), mille haardeulatus on kuni 1900 mm ning neetimisjõud kuni 120 t.

Needid kuumutatakse kuumal neetimisel tavaliselt kivisöeküttega kamberahjudes või elekterahjudes. Needid tuleb kuumutada temperatuurini 1000 ... 1150° (helekollase hõõguseni). Terasest Ст.2 закл. või Ст.3 закл. neetide paigaldamisel pressiga võib kuumutustemperatuuriks olla 650 ... 700° (punane hõõgus). Neetimise lõpetamisel ei tohi temperatuur langeda alla 600° C.

Neetimiseks kohtades, kuhu ligipääs neetimispressiga pole võimalik, kasutatakse pneumaatilist vasarat (joon. 428, *b*).

Monteerimispoldid ja -pulgad kõrvaldatakse neediaukudest alles pärast kõigi vabade aukude täisneetimist.

Paigaldatud neete kontrollitakse 0,3 ... 0,4 kg raskuse vasaraga koputamise, samuti needipeade asendi šablooni abil kontrollimise teel. Needid, mille mõõtmete hälve ületab lubatava määra, tuleb asendada. Needi defektide parandamine temmimisega on keelatud. Samuti on keelatud neetide kõrvaldamine meisli ja haamriga ning konstruktsiooni põhimetalli vigastamine neetide kõrvaldamisel.



JOON. 428

5.8. OPERATSIOONID VALMISTOODETE LAOS

Pärast konstruktsioonielementide valmistamist suunatakse nad valmistoodete lattu, kus tehase tehnilise kontrolli osakond nad üle vaatab. Seejuures tuleb kontrollida konstruktsiooni geomeetrilist vastavust projektile, silmas pidades ehitusnormides ja -eeskirjades lubatud hälbeid. Erilist tähelepanu tuleb pöörata ühenduste kvaliteedile. Konstruktsioonid peab vastu võtma enne kruntimist.

Pärast vastuvõtmist tuleb konstruktsioonid kruntida, kasutades rauamennik-oksoolkrunti, lakki nr. 177 või alumiiniumvärvi АЛ-177. Eriti vastutusrikkad konstruktsioonid krunditakse tinamennik-naturaalvärnitskrundiga. Kruntimisel kasutatakse suruõhuga töötavaid värvipüstoleid, väikese töömahu puhul ka pintsleid. Konstruktsiooni kruntimisele peab tingimata eelnema nende hoolikas puhastamine roostest, tagist, porist, rasvaplekkidest, niiskusest, lumest, jäärst jms. Puhastada võib mehaaniliselt, termiliselt või keemiliselt. Mehaanilisel töötlemisel kasutatakse elektrimootoriga painduva võlli abil ühendatud kettakujulisi terasharju, käsi-terasharju või erijuhul haavlipritsi. Rooste kõrvaldamiseks võib kasutada 15%-list fosforhappelahust, mis soojendatakse 40...50°-ni C. Puhastamise järel tuleb lahusega töödeldud pind veega pesta ja kuivatada. Tagi ja rooste kõrvaldamiseks kasutatakse gaasileeki, mis koosneb 50% hapnikust ja 50% atsetüleenist. Konstruktsiooni pind kuumutatakse temperatuurini 120...150° C. Praht ja tolm kõrvaldatakse konstruktsiooni pinnalt pärast mehaanilist või termilist puhastamist pehme harja või tolmuimejaga.

Konstruktsiooni peab kruntima ööpäeva jooksul pärast puhastamist, selleks et vältida tolmu kogunemist ja uut korrodeerumist. Enne kruntimist tuleb kontrollida puhastamise kvaliteeti.

Kruntima peab temperatuuril vähemalt +5° C. Montaažiühenduste kokkupuutepinnad, kõik kõrgtugevate poltidega ühendatavate elementide kokkupuutepinnad ning projektis eraldi näidatud pinnad jäetakse kruntimata. Samuti jäetakse kruntimata montaažikeevituse kohad 100 mm ulatuses kummalegi poole õmblust.

Konstruktsioonide osad, mis sisse betoonitakse, tuleb kruntimise asemel katta tsemendipiimaga.

Krunditud konstruktsioonid markeeritakse valge õlivärviga vastavalt tööjoonistele.

Enne ärasaatmist kontrollib tehase tehnilise kontrolli osakond kruntimise kvaliteeti.

Konstruktsiooni detailide töödeldud otsad ning liigendite ja tugiosade kokkupuutepinnad tuleb katta tehnilise vaseliini, tavoti või solidooliga. Šarniiriaugud peavad peale selle olema kaitstud puitpruntidega.

Konstruktsioonide väljaulatuvad osad tuleb kinnitada, et nad transpordil ei deformeeruks. Montaažiühendused peavad olema puhastatud.

Pärast tellimuse täitmist koostab valmistajatehas valmistatud konstruktsioonide kohta kindla vormi kohase sertifikaadi, milles näidatakse konstruktsioonide valmistamiseks kasutatud materjalide vastavus projektile, standarditele ning ehitusnormide ja -eeskirjade vastavatele osadele. Samuti tuleb näidata keevitajate kontrollimise alused ning keevisõmbluste kvaliteedi kontrollimise moodused. Sertifikaadile peab alla kirjutama tehase tehnilise kontrolli osakonna juhataja.

5.9. METALLKONSTRUKTSIOONIDE MONTAAŽ

Metallkonstruktsioonide montaažile võib asuda alles pärast nulltsükli tööde lõpetamist, s. o. siis, kui metallkonstruktsioonide vundamendid on valmis. Vundamentide mõõtmed, kvaliteedi ja asendi peab garanteerima ehitusorganisatsioon. Ankrupoldid peavad olema paigaldatud vundamentide valamisel ning nende keere peab olema kaitstud vigastuste ja korrosiooni eest.

Metallkonstruktsioonid peab monteerima kinnitatud tööde teostamise projekti järgi, mis peab andma konkreetsed tehnilised juhised ka ohutustehnika alal. Tööde teostamise projekti koostab spetsiaalne projekteerimisorganisatsioon või montaažiorganisatsioon КМД-jooniste alusel.

Montaažitöödel on põhiliseks meetodiks montaaž suurte plokkidena. Montaažitööde suure mahu korral organiseeritakse baasladu metallkonstruktsioonide vastu-

võtmiseks ja montaažiks ettevalmistamiseks. Konstruktsioonide transpordil ja hoidmisel tuleb vältida konstruktsioonide vigastamist. Väikeste vigastustega konstruktsioonid tuleb õgvendada ja üle vaadata. Raskesti vigastatud konstruktsioonielemendid tuleb tugevdada või asendada kooskõlas KM-projekti koostanud organisatsiooniga.

Montaažitöödel tuleb pidada montaaži- ja keevitustööde ning kõrgtugevate poltide paigaldamise žurnaale, milles fikseeritakse tööde mahud ja tingimused päevade kaupa.

Konstruktsioonid tuleb värvida kooskõlas СНиП II-B.6-62 «Ehituskonstruktsioonide korrosioonikaitse» nõuetega. Tehases krunditud konstruktsioonid soovitatakse värvida laos või montaažiplatsil enne paigaldamist.

Saledate konstruktsioonide tõstmisel tuleb neid tugevdada või kinnitada, et vältida jäävdeformatsioone ning tugevuse ja stabiilsuse kaotust.

Montaažil kasutatavad tõstemehhanismid valitakse olenevalt konstruktsiooni tüübist, mõõtmetest, kaalust ja montaažitingimustest. Laialt kasutatakse tornkraanasid, mis on suure tegevusraadiusega ja ülevaatlikult juhitavad. Nende kasutamine on põhjendatud suhteliselt suurte töömahtude korral. Samuti leiavad kergete ja keskmiste konstruktsioonide montaažil kasutamist autokraanad ja roomikkraanad. Seoses nende tõstevõime suurenemisega on viimastel aastatel nende kasutusvõimalused oluliselt laienenud. Suurte konstruktsioonide montaažil kasutatakse maste ja derrikuid, mille vandid nõuavad ehitusplatsil suurt vaba pinda. Kõrgete mastide ja korstnate monteerimisel kasutatakse spetsiaalseid piki masti ronivaid kraanasid. Vajalikud andmed montaažikraanade, samuti teiste montaažil kasutatavate vahendite kohta on toodud metallkonstruktsioonide monteerija käsiraamatus [57].

Metallkonstruktsioonide projekteerimisel tuleb kasutada selliseid sõlmi, mis võimaldavad montaažiühendusi teha vahetult elemendi kohaletõstmisel kraanaga. Laialdaselt tuleb kasutada montaažitoole ja kõrgtugevate poltidega montaažiühendusi. Keevisühenduste kasutamisel tuleb ette näha augud küllaldase arvu montaažipoltide jaoks.

6. METALLKONSTRUKTSIOONIDE MAJANDUSLIKKUS

6.1. METALLKONSTRUKTSIOONIDE KASUTUSALAD

Metallid on kaasajal kasutusel olevatest ehitusmaterjalidest kõige homogeensemad ning tugevamad. Ühtlasi on nad vedeliku- ja gaasipidavad ning hõlpsalt valmistatavad. See tingib teraste ning alumiiniumisulamite laialdase kasutamise konstruktsioonimaterjalina. Vaatamata raudbetoonkonstruktsioonide kiirele arengule sõjajärgsel perioodil on metallkonstruktsioonidel tähtis koht nii tänapäeva kui ka tuleviku ehituses. 1956. a. valmistati NSV Liidus 1,6 miljonit tonni metallkonstruktsioone, 1960. aastal 2,6 ning 1965. aastal 3,8 miljonit tonni. 1970. aastaks on planeeritud metallkonstruktsioonide toodang 5,6 miljonit tonni, 1975. aastaks ca 8 ning 1980. aastaks ca 10 miljonit tonni.

Teraskonstruktsioonide kasutusalade hindamisel tuleb võrrelda materjali maksumust koos kapitalimahutustega, mis on vajalikud 1 tonni terase või 1 m^3 raudbetooni tootmiseks. Vastavalt NSVL MN Riikliku Ehituskomitee ökonoomikainstituudi andmetele on vastavad arvud 280 rbl./t ja 72 rbl./m^3. Seega on teraskonstruktsioonide kasutamine majanduslikult tasuv, kui 1 m^3 raudbetooni asendamiseks ei kulu üle 250 kg terast.

Kõige suurematèks metalli tarbijateks on käesoleval ajal mustmetallurgia, nafta- ja keemiatööstuse, söetööstuse ning elektri- ja sideehitised. Konstruktsioonitüüpide järgi jagunes terasekulu 1960. a. järgmiselt [61]:

1) lehtkonstruktsioonid 50%
(sealhulgas kõrgahjud 10%, mahutid 20% ja torud 20%)
2) hooned 20%
3) kõrgepingeliinide mastid 12%
4) nafta- ja keemiatööstuse ehitised (välja arvatud mahutid) 5%
5) sillad ja suuresildelised katusekonstruktsioonid 2%
6) sideehitised 2%
7) kaevandusehitised 2%
8) muud ehitised (kaasa arvatud teistest materjalidest ehitised) 7%

Järgmistel aastatel suurenes oluliselt metalli tarbimine tööstushoonete konstruktsioonides.

Raudbetooni asemel metallkonstruktsioonide kasutamise peamisteks põhjendusteks on konstruktsioonide liikuvus, suuresildelisus, transporditavus, montaaži kiirus ning tehnoloogilised ja kujunduslikud nõuded. Liikuvates konstruktsioonides, samuti lahti- ja kokkumonteeritavates ehitistes pole raudbetooni kasutamine ratsionaalne. Paljudel juhtudel on otstarbekas asendada teras alumiiniumisulamitega. Metallkonstruktsioonide kasuks tööstusehituses räägib sillete suurenemine seoses üleminekuga nn. paindliku režiimiga hoonetele. Ka raske režiimiga tööstushoonetes pole metalli asendamine raudbetooniga võimalik. Suuresildeliste tsiviilhoonete katusekonstruktsioonides jääb terasele, samuti ka alumiiniumile tähtis koht. Lehtkonstruktsioonidena on raudbetooni kasutamine ratsionaalne ainult erijuhtudel (veereservuaarid jms.). Kõrgepingemastideks on raudbetooni kasutamine küll võimalik, kuid kõrgete mastide puhul ning kaugetes hõredalt asustatud rajoonides ebaratsionaalne. Nafta- ja keemiatööstuses, samuti kaevandusehitistes on seadmed konstruktsioonidega sedavõrd tihedalt seotud, et raudbetooni kasutamine võib kõne alla tulla ainult erijuhtudel.

Praegu kehtivate eeskirjadega metalli, puidu ja tsemendi ökonoomseks kulutamiseks ning monteeritavate raudbetoon- ning metallkonstruktsioonide ratsionaalseks kasutamiseks ehitustegevuses (ТП 101-65) on ette nähtud järgmised põhilised metallkonstruktsioonide kasutusalad:

1) tööstushoonete postid, seinakarkass ja katusekonstruktsioonid juhul, kui kõrgus katusesõrestike alumise vööni on üle 18 m, kui postide samm on üle 12 m, kui kraanad asetsevad kahes kõrgusjärgus, kui sildkraana tõstejõud on üle 75 tonni, kui hoone on lahtivõetav või teisaldatav või kui hoone sildega üle 12 m või kõrgusega üle 8 m püstitatakse igikeltsale või maa-aluste kaevanduste territooriumile;

2) katuse kandekonstruktsioonid kerge kattega (kuni 100 kG/m^2), intensiivse soojaeraldusega, suurte dünaamiliste koormuste või suure sildega (alates 30 m kaldkatuste ning alates 24 m rõhtkatuste puhul) hoonetes;

3) kraanatalad ja laadimisestakaadid;

4) mitmekorruseliste tootmishoonete karkass koos katusekonstruktsioonidega koormuse puhul üle 2,5 t/m^2 ning juhul, kui tehnoloogiliste nõuete tõttu tuleb kasutada mitteuniversaalseid konstruktsioone;

5) Kaug-Põhjas ning tootmisbaasidest ja raudteedest kaugel asuvate, samuti raskesti ligipääsetavates kohtades püstitatavate tootmishoonete karkassid ja katuse kandekonstruktsioonid;

6) transpordigaleriid tugede kõrgusega üle 12 m, sildega üle 12 m või laiusega üle 3 m, samuti kaldgaleriid;

7) tehnoloogiliste torustike toed kõrgusega üle 12 m ja sildega üle 12 m;

8) kõrgepingemastid pinge puhul alates 330 kV ning raskesti ligipääsetavates kohtades ja tugeva kiilasjääga rajoonides, samuti ka nurga-, ankurdus- ja spetsiaalmastid;

9) šahtitornid, transpordiestakaadid, rikastusvabrikute ja elektrijaamade punkrid, samuti maagi ja koksi laadimispunkrite lehtrid;

10) heledate naftasaaduste reservuaarid, nafta ja tumedate naftasaaduste reservuaarid naftatööstuse operatiivseteks vajadusteks ning Kaug-Põhjas ja raskesti ligipääsetavates kohtades;

11) raudteesillad sildega alates 33 meetrist, maanteesillad sildega üle 60 m, rippsillad, sildade lahtikäivad avaehitised;

12) ühiskondlike hoonete katuse sildekonstruktsioonid tehnilise ja majandusliku põhjendatuse korral;

13) katusekonstruktsioonid rekonstrueeritavates või taastatavates hoonetes ja ehitistes, olenemata silde suurusest, kui nad toetuvad olemasolevatele peasõrestikele või metallpostidele või kui ehitustööd toimuvad hoone ekspluateerimise ajal.

6.2. METALLI MAKSUMUS

Valtsmetalli põhihind oleneb terase margist, turustusgrupist, profiili tüübist ja numbrist. Põhihinnale liidetakse lisamaksumus täiendavate teenuste (täiendavad nõuded terase omadustele lisaks garanteeritavatele, profiilide väljastamine etteantud pikkustes või etteantud pikkuse kordsetes pikkustes) arvel. Mõned andmed tähtsamate terase keskmiste hulgihindade kohta on toodud tabelis 6.1.

Tabelis toodud hinna hulka on arvestatud metalli vedu metallurgiatehasest kuni metallkonstruktsioonide tehasele lähima raudteejaamani koos laokuludega.

A-grupi (garanteeritud tõmbetugevuse ja pikenemisega) ja Б-grupi (garanteeritud keemilise koostisega) Ст. 3 tüüpi terased on keskmiselt 5% odavamad B-grupi (garanteeritud mehaaniliste omaduste ja keemilise koostisega) terastest. A-grupi terase voolavuspiiri garantii puhul on juurdemaks 2%. A- või B-grupi terase kõrgendatud voolavuspiiri garantii eest on juurdemaks 3%. Täiendav proov paindele külmas olekus annab juurdemaksu 1%, löögisitkuse proov — 4%. Terase tellimisel kordse pikkusega on juurdehindlus kuni 4%, tellimisel etteantud pikkusega — kuni 8%. Lehtterase või laia ribaterase tellimisel paksuse järgi (ilma teisi mõõtmeid näitamata) on mahahindlus kuni 15%. Juurdehindlus on kõige suurem etteantud pikkusega profiilide tellimisel. Seetõttu peab etteantud pikkusega metalli tellimine olema spetsiaalselt põhjendatud (näiteks ühetüübiliste elementide seeriatootmisel, kui jääke ei saa ära kasutada). Terase tellimisel tuleb arvestada, et jäägi normiks ehituskonstruktsioonides on 4,75%. Seda tuleb arvestada ka konstruktsioonide valmistamisel, eriti aga metalli lõikamisel.

Teatavasti on metallkonstruktsioonide kaalu vähendamise üheks tähtsamaks reserviks kõrgtugevate teraste

Tabel 6.1

Terase keskmised hulgihinnad 1967. a.
(rbl./tonn)

Terase mark	Profiili tüüp					
	paks lehtteras	lai ribateras	võrdkülgne nurkteras	erikülgne nurkteras	T-profiil	[-profiil
ВМСт.3кп	97 ... 104	90 ... 96	94 ... 102	95 ... 97	94 ... 97	95 ... 101
ВМСт.3пс	101 ... 109	94 ... 100	96 ... 103	97 ... 99	96 ... 99	97 ... 103
ВМСт.3сп	104 ... 112	97 ... 103	101 ... 109	102 ... 105	102 ... 105	103 ... 109
14Г2	113 ... 121	107 ... 111	106 ... 114	107 ... 110	107 ... 111	108 ... 115
09Г2	114 ... 122	108 ... 117	107 ... 115	108 ... 111	108 ... 112	109 ... 116
10Г2С1	118 ... 127	112 ... 116	111 ... 119	112 ... 115	113 ... 116	114 ... 120
15ХСНД	148 ... 159	142 ... 146	139 ... 149	140 ... 144	140 ... 145	142 ... 149
10ХСНД	167 ... 177	162 ... 166	156 ... 167	158 ... 162	159 ... 164	160 ... 168

kasutamine. Käesoleval ajal kasutatakse masinaehituses teraseid tugevusega 300 kG/mm² ja enam. Ettevalmistamisel on ehitusteraste tootmine voolavuspiiriga 35... 70 kG/mm². Teatavasti on suurema tugevusega terased suhteliselt odavamad. Sverdlovski Ehituse Teadusliku Uurimise Instituudi andmetel on mõnede teraste suhtelised arvutustugevused ja maksumused järgmised:

Tabel 6.2

Mõnede teraste maksumuse ja tugevuse suhe

Terase mark	Suhteline tugevus	Suhteline maksumus
ВСт.3сп	1,0	1,0
15ГФ	1,62	1,31
15ГФ (karastatud)	2,38	1,46
18ХГТ	3,57	1,83

Materjali ratsionaalse kasutamise seisukohalt on suur tähtsus kasutatavate valtsprofiilide sortimendil. 1956... 57. a. NSV Liidus kasutusele võetud valtsprofiilide uus sortiment annab olulist metalli kokkuhoidu. Edasist ökonoomiat annab sortimendi kõigi profiilide (kaasa arvatud laiaflanšiline I-profiil ja õhukeseseinalised profiilid) valmistamine küllaldases koguses ning külmalt painutatud profiilide massiline kasutamine.

6.3. TÖÖJÕUKULU METALLKONSTRUKTSIOONIDE VALMISTAMISEL

Metallkonstruktsioonide valmistamine koosneb järgmistest põhioperatsioonidest:

1) metalli ettevalmistamine,

2) detailide töötlemine koos märkimise ja šabloonide valmistamisega,

3) detailide kokkumonteerimine koos ühenduste moodustamisega,

4) valmis konstruktsioonielementide vastuvõtmine, kruntimine, ladustamine ja ärasaatmine.

Konstruktsioonide valmistamise tööjõukulu oleneb ühelt poolt valmistatava konstruktsiooni keerukusest, teiselt poolt aga valmistajatehase töö organiseerimisest. Käesoleval ajal on NSV Liidu suuremates metallkonstruktsioonide tehastes tööjõukulu 12...50 inimtundi 1 tonni konstruktsioonide kohta. Üksikute tööoperatsioonide suhteline osatähtsus instituudi «Проектстальконструкция» andmetel selgub tabelist 6.3.

Tabel 6.3

Põhiliste tööoperatsioonide suhteline töömahukus metallkonstruktsioonide valmistamisel

Tööoperatsioon	Tööjõukulu %	
	needitud konstruktsioonidele	keevitatud konstruktsioonidele
Metalli õgvendamine	4...7	4...7
Märkimine ja šabloonide valmistamine	7...11	5...9
Lõikamine	2...4	2...4
Sepistamine koos kuumalt painutamisega	0...5	0...3
Aukude moodustamine	5...8	—
Servade töötlemine	0...2	0...4
Täiendav õgvendamine (pärast töötlemist)	3...5	3...5
Kokkumonteerimine	23...26	28...30
Aukude järelpuurimine	7...12	—
Neetimine	20...25	—
Keevitamine	—	30...35
Kruntimine	2...3	2...3
Konstruktsioonide transport	8...12	8...10
Muud operatsioonid	2...5	2...5

Tabelist nähtub, et kõige töömahukamateks operatsioonideks on konstruktsioonide kokkumonteerimine ja ühenduste moodustamine. Seega peituvad nende tööde ratsionaalses organiseerimises kõige tähtsamad tööviljakuse tõstmise reservid. Samal ajal tuleb vajalikku tähelepanu pöörata ka märkimistööde, detailide töötlemise ja transpordi töömahukuse vähendamisele.

Tööviljakuse suurendamise üheks efektiivsemaks võimaluseks on tehnoloogia täiustamine (automaatkeevitus, aukude grupiviisiline puurimine ja stantsimine, auto-

maatne hapniklõikamine, kokkumonteerimine konduktorite, fiksaatorite, pneumaatiliste haarajate ja teiste seadmete abil).

Oluline on ka tootmise spetsialiseerimine. See võimaldab efektiivselt kasutada mitmesuguseid rakiseid, konduktoreid, fiksaatoreid jne.

Konstruktsioonide ja elementide unifitseerimine ja tüpiseerimine avaldab tööviljakusele küll kaudset, kuid olulist mõju. Universaalsete konstruktsioonide ja tüüpdetailide valmistamisel on abioperatsioonide arv suhteliselt väike; tähtsaks teguriks on ka tööliste vilumus. Kuna mõnede konstruktsioonide unifitseerimine viib metallikulu suurenemisele, tuleb peatähelepanu pöörata üksikdetailide unifitseerimisele. Unifitseerimine ja tüpiseerimine annab eriti suurt efekti ühetüübiliste detailide või konstruktsioonide massilisel tootmisel. Sel puhul saab rakendada tööd voolumeetodil. Mõnede metallkonstruktsioonide tehaste kogemused näitavad, et detailide töötlemisel vooluliinidel on töö 1,5...3 korda viljakam kui tavaliselt.

Abioperatsioonide ja transpordi tööjõukulu vähendamiseks võib töötlemistsehhis osutuda otstarbekaks põrandalt juhitavate kraanade ja kohalike tõstukite kasutamine sildkraanade asemel. Nimelt on tööaja kasutamise analüüs näidanud, et kaod kraanade ootamiseks ulatuvad kuni 2 tunnini vahetuses. Samuti tuleb moderniseerida maapealset transporti, kasutades näiteks elekterkärusid.

Põhilisteks tehasest olenemata võimalusteks tööviljakuse tõstmiseks on:

1) õgvendatud metalli turustamine;

2) ratsionaalsete profiilide (laiaflanšilised I-profiilid, toruprofiilid) laialdane kasutamine;

3) tehaste spetsialiseerimine.

Metallkonstruktsioonide tehaste kogemused näitavad, et ühed konstruktsioonid on palju töömahukamad kui teised. Nii on tööjõukulu põhilistele tööoperatsioonidele koos transpordi ja abioperatsioonidega põhitsehhides kergete kraanatalade valmistamisel 13,4 inimtundi 1 tonni kohta, väikeste punkrite valmistamisel kuni 42 inimtundi 1 tonni kohta. Konstruktsioonide hindamiseks töömahukuse seisukohalt on välja töötatud mitu erinevat meetodit. Kõige kohasemaks tuleb lugeda metoodikat, mis baseerub töö-

mahukuse hindamisel projekti vastavate näitajate alusel (kaal, detailide arv, keevitamisel juurdesulatatud metalli või neetide kogus). Seda metoodikat kasutatakse peaasjalikult konstruktsioonide võrdlemisel töömahukuse seisukohalt uut tüüpi konstruktsioonide projekteerimisel.

Instituudis «Проектстальконструкция» väljatöötatud lihtsama metoodika järgi võetakse konstruktsiooni ühikuks tingtoode, mille valmistamise põhioperatsioonide töömahukus moodustab 7,6 inimtundi 1 tonni kohta. Tegelike konstruktsioonide töömahukus määratakse suhtarvuna, mida nimetatakse töömahukuse teguriks. Statistiliste andmete põhjal on määratud töömahukuse tegurite väärtused kõigile põhiliste metallkonstruktsioonide tüüpidele.

Mõnede konstruktsioonide töömahukuse tegurid on toodud tabelis 6.4. Seoses tehnoloogia täiustamise ja kogemuste suurenemisega väheneb töömahukuse tegur aja jooksul.

Nimetatud tegurid on aluseks võetud ka metallkonstruktsioonide hulgihindade määramisel vastavalt kehtivatele hinnakirjadele.

Tabel 6.4

Konstruktsioonielementide töömahukus

Konstruktsioonielement	Töömahukuse tegur
Kerget tüüpi töölavad valtsitud taladest ja lehtmetallist kaaluga 87,9 t	0,6
Sama, kaaluga 49,6 t	0,65
Sama, kaaluga 10,7 t	0,75
Kerget tüüpi postid [- ja I-profiilidest kaaluga 0,7 t	0,6
Täisseinalised postid kaaluga 1,3 t	2,0
Sama, kaaluga 2,6 t	1,65
Sama, kaaluga 9,6 t	1,1
Kerget tüüpi valtsprofiilidest kraanatalad	0,6
Täisseinalised kraanatalad kraanadele tõstejõuga 100 t	1,2
Sama, tõstejõuga 20 t	1,05
Sama, tõstejõuga 10 t	0,8
Katusesõrestikud sildega 24 m	1,15
Sama, sildega 36 m	1,0
Vantidega raadiomastid kõrgusega 120 m	1,4
Sama, kõrgusega 235 m	2,1
Silindrilised reservuaarid mahuga 300 m^3	2,05
Sama, mahuga 2000 m^3	1,35
Sama, mahuga 5000 m^3	0,95

6.4. KONSTRUKTSIOONIDE MAKSUMUSE STRUKTUUR

Konstruktsioonide omahind on metallkonstruktsioonide tehase töö üheks tähtsamaks näitajaks. Selles peegelduvad kõik konstruktsiooni valmistamisega seotud kulud, kaasa arvatud КМД-jooniste koostamine. Tsehhiomahinna hulka kuuluvad kõikide tsehhide kulutused konstruktsiooni valmistamiseks. Kulutuste jaotust tehase põhitsehhide vahel Tšeljabinski metallkonstruktsioonide tehase andmetel iseloomustab tabel 6.5.

Tabel 6.5

Kulutuste suhteline jaotus tsehhide vahel

Tsehh	Tööjõukulu %	Masinavahetusi %	Energiakulu %	Tinglik maksumus %
Ettevalmistustsehh	4	7,6	7,8	5
Töötlemistsehh	25	35	9,8	30
Keevitustsehh	63	56,9	82	60
Maalri- ja laadimistsehh	8	0,5	0,4	5

Kui tsehhiomahinnale lisada tehase üldkulud, saame tehaseomahinna. Täieliku omahinna hulka kuuluvad peale tehaseomahinna veel turustuskulud, kulutused teaduslikule uurimistööle jne.

Plaaniline omahind iseloomustab omahinna lubatavat määra, tegelik omahind aga faktilisi kulutusi.

Metallkonstruktsioonide täieliku omahinna [40] moodustavad järgmised komponendid:

1) tooraine ja põhimaterjalid . . 66 . . . 70%
2) abimaterjalid . . . . . 1,6 . . . 2,0%
3) tehnoloogiline kütus . . . . 0,4 . . . 0,6%
4) energia (elekter, suruõhk jms.) 1,3 . . . 1,6%
5) põhiline ja täiendav töötasu . 19 . . . 22%
6) amortisatsioon . . . . . 3 . . . 4%
7) muud kulud . . . . . 4 . . . 7%

Lähtudes omahinna struktuurist, jaotub omahind järgmiselt:

1) metall	61...67%
2) muud põhimaterjalid	3...5%
3) tootvate tööliste põhitasu	6...9%
otsesed kulud kokku	70...81%
4) tsehhikulud	15...18%
5) tehase üldkulud	4...6%
6) turustuskulud	2...3%
kaudsed kulud kokku	21...27%

Metalli maksumus oleneb terase margist, profiili tüübist ja numbrist ning juurdemaksetest (vt. 6.2). Põhimaterjalide hulka kuuluvad peale metalli ja pooltoodete (needid, poldid jms.) veel elektroodid, räbustid, värvid jms.

Tootvate tööliste töötasu oleneb toodangu hulgast ja kvaliteedist ning töölise (või tööoperatsiooni) kategooriast. Töötasu suurus määratakse vastavalt kehtivaile töönormidele ja -hinnetele. Seoses tootmise täiustumise ja tööviljakuse kasvuga väheneb töötasu osatähtsus konstruktsioonide omahinnas. Koos töötasu osatähtsuse suhtelise vähenemisega aga kasvab töötasu absoluutne suurus ühe töölise kohta.

Tsehhikulude hulka kuuluvad abimaterjalide, tehnoloogilise kütuse ja energia hind, hoonete ja seadmete amortisatsioonikulud, seadmete remondi kulud, kulud väikeinventari ja tööriistade soetamiseks ja korrashoiuks, kulud hoonete remondiks ja transpordikulud, abitööliste ja tsehhipersonali töötasu ja töökaitsekulud.

Tehase üldkuludeks on administratiiv- ja majanduskulud (administratiiv- ja majanduspersonali palgad, kantselei- ja postikulud ning komandeerimiskulud), üldtootlikud kulud (konstruktsioonibüroo ja laboratooriumi ülalpidamise kulud, tootmishoonete ja ladude remondi kulud, maksud jne.) ja mittetootlikud kulud (turustuskulud koos laadimis- ja transpordikuludega).

Konstruktsiooni omahinna leidmiseks projekti järgi kasutatakse tavaliselt seost

$$C_0 = C_p + C_v$$

kus C_p — põhimaterjalide (teras koos tootmisjääkidega, elektroodid, värv) maksumus,

C_v — konstruktsiooni valmistamise maksumus.

Põhimaterjalide kogumaksumus koosneb vastavate komponentide maksumustest:

$$C_p = \psi(\beta_1 C_1 + \beta_2 C_2 + \ldots)$$

kus β_1, β_2, ... — metallikulu profiilide kaupa,
C_1, C_2, ... — metalli hind profiilide kaupa,
ψ — tegur, mis arvestab juurdemaksu täiendavate garantiide arvel, tootmisjääke ja teiste põhimaterjalide kulu.

Konstruktsiooni valmistamise maksumus

$$C_v = P(1 + k)$$

kus P — põhilistel tehnoloogilistel operatsioonidel töötavate tööliste otsene töötasu,
k — kaudsete kulude tegur, mille väärtuseks on 3,2.

Otsene töötasu leitakse konstruktsiooni töömahukuse kaudu seosest

$$P = aT$$

kus tööliste keskmine tunnitasu $a = 0{,}52$ rbl./t; konstruktsiooni üldine töömahukus

$$T = 1{,}1 \cdot 1{,}9(\psi_t T_t + \psi_m T_m + \psi_k T_k)$$

Tegur 1,1 arvestab mittearvutuslikke operatsioone, tegur 1,9 transpordi- ja abitööliste töötasu, T_t, T_m, T_k on vastavalt töötlemise, kokkumonteerimise ja keevitamise töömahukus konstruktsiooni põhidetailide valmistamisel. ψ_t, ψ_m ja ψ_k on konstruktsiooni töömahukuse tegurid vastavalt töötlemisel, kokkumonteerimisel ja keevitamisel. Need tegurid arvestavad lisadetailide töömahukuse mõju kogu konstruktsiooni töömahukusele. Keevitatud tala põhidetailideks on sein ja vööd, keevitatud sõrestikel — vöö- ja võrguvardad. Lisadetailideks on esimesel juhul vahepealsed ja toeribid, teisel juhul sõlmelehed ja nõtkelapid. Lisadetailid on reeglina töömahukamad kui põhidetailid, mistõttu nende arvu vähendamine on tähtsamaid võimalusi konstruktsiooni töömahukuse vähendamisel. Konstruktsiooni töömahukuse tegurid on avaldatavad seosest

$$\psi = 1 + \frac{T_l}{T_0}$$

kus T_0 — põhidetailide valmistamise töömahukus,
T_l — lisadetailide valmistamise töömahukus.

Need tegurid on seotud konstruktsiooni kaaluteguriga [41]

$$\psi_k = 1 + \frac{G_l}{G_0}$$

kus G_0 — põhidetailide kaal,
G_l — lisadetailide kaal.

Konstruktsiooni kaalu ja töömahukuse tegurid võimaldavad võrrelda üksikuid konstruktsioone töömahukuse seisukohalt.

Konstruktsioonide omahinna alandamise põhilisteks reservideks on seega materjalide ratsionaalse kasutamise kõrval nende töömahukuse vähendamine, tööviljakuse tõus ning tsehhi- ja tehasekulude vähendamine.

Konstruktsioonide omahind määrab kokkuvõttes ka tehase rentaabluse. Rentaabluse määraks nimetatakse ettevõtte fondi kuuluva kasumiosa suhet tehase põhivahendite kogumaksumusse.

$$R = \frac{K - 0{,}06P}{P}$$

kus K — kasum, s. o. hinnakirjale vastava hulgihinna ja konstruktsioonide tegeliku omahinna vahe,
P — tehase põhivahendite kogumaksumus.

Metallkonstruktsioonide tehaste rentaablus on üldiselt väiksem kui näiteks masinaehitustehastel. Seda põhjustab paljude seadmete lühiajaline kasutamine, s. o. tehase põhivahendite passiivsus.

6.5. METALLKONSTRUKTSIOONIDE TEHASTE ARENG

NSV Liidus on hulk kaasaegse tehnoloogia ja seadmetega metallkonstruktsioonide tehaseid (Tšeljabinskis, Dnepropetrovskis, Kuznetskis, Zaporožjes, Donetskis jm.). Mõned tehased on spetsialiseerunud konstruktsioonitüüpide (tööstushooned, lehtkonstruktsioonid, sillad, mastid jne.), teised rahvamajandusharude (metallurgia, energee-

tika jne.) järgi. Tehaste aastatoodang on 15 000 ... 140 000 tonni. Kuna aga tehaste ehitamine pole jõudnud sammu pidada ehitustööde mahu kasvuga, valmistatakse praegu umbes pooled metallkonstruktsioonidest väikestes töökodades ja polügoonidel. See tingib ühelt poolt konstruktsioonide madalat kvaliteeti ning teiselt poolt suurt tööjõukulu ja toodangu kõrget omahinda. Metallkonstruktsioonide tehaste kogemused näitavad, et kaasaegse tehnoloogiaga tehastes on tööviljakus üle kahe korra suurem kui väikestes töökodades. Peale selle tekib viimasel juhul palju lisatöid defektide parandamise ja ümberehituste arvel. Seda näitavad ka Eesti NSV kogemused. Keskse metallkonstruktsioonide tehase puudumise tõttu on seni püstitatud metallkonstruktsioonide kvaliteet lubamatult madal. Seetõttu on kaasaegse ehituslike metallkonstruktsioonide tehase ehitamine vabariigis edasilükkamatuks vajaduseks.

Edasine metallkonstruktsioonide toodangu kasv NSV Liidus toimub peamiselt uute võimsate tehaste käikulaskmise ning olemasolevate laiendamise ja rekonstrueerimise arvel. Väikestes töökodades ja polügoonidel valmistatavate metallkonstruktsioonide osatähtsus peab 1980. aastaks langema ca 20%-ni. Perspektiivseteks loetakse tehaseid, mille aastatoodang moodustab 80 000 ... 200 000 tonni. Uute tehaste käikulaskmisega parandatakse ka tootmisvõimsuste territoriaalset jaotust ning vähendatakse sellega kulutusi transpordile.

Tehase võimsuse täielikumaks ärakasutamiseks tuleb lühendada tootmistsüklit. Tootmistsükkel on periood tootmise algusest kuni valmistoodangu väljasaatmiseni. Tootmistsükkel koosneb tööajast (kõigile tehnoloogilistele operatsioonidele, transpordile ja kontrollile) ning tootmise vaheaegadest. Loomulikele tootmise vaheaegadele tehnoloogilise protsessi iseloomu (jahtumine, kuivamine jms.) ning töörežiimi (puhkepäevad, vahetused, lõunavaheajad) arvel liituvad organisatsioonilised vaheajad (operatsioonidevahelised pausid, tööseisakud). Tootmistsehhide tootmistsükkel moodustab suuremates tehastes 13 ... 27 päeva. Sellele lisandub tootmise ettevalmistamiseks (2 ... 7 päeva), КМД-jooniste koostamiseks (40 ... 75 päeva) ning valmistoodangu üleandmiseks (9 ... 24 päeva) kuluv aeg.

Seega on täieliku tootmistsükli pikkuseks 90...130 päeva (ilma metalli ettevalmistamist arvestamata). Kuigi tootmistsehhides põhilisteks tootmisprotsessideks kuluv aeg moodustab ainult 10...20% täielikust tootmistsüklist, on selle osatähtsus kõige suurem. Tootmistsükli lühendamise võimalused peituvad konstruktsioonide töömahukuse vähendamises, transpordi- ja abitööde kiirendamises ning tootmisvaheaegade lühendamises. Tootmistsükli pikkus sõltub otseselt töövahetuste arvust tehases või tsehhides.

Tootmistsükli pikkusega on seotud ka metallkonstruktsioonide tehase töö teine tähtis näitaja — tootmispind m^2 tehase aastatoodangu 1 tonni kohta. See on väiksemates tehastes 1,0 m^2/t ja suuremates tehastes 0,8 m^2/t. Uutes projekteeritavates tehastes planeeritakse toodangut 1,8...3,5 t/m^2 aastas. Toodangu suurenemine tootmispinna ühiku kohta on planeeritud moderniseeritud seadmete kasutamise, tööviljakuse suurenemise ja tootmistsükli lühendamise arvel. Arusaadavalt annab efekti ka tootmise spetsialiseerimine.

6.6. METALLKONSTRUKTSIOONIDE MONTAAŽI MAJANDUSLIKKUS

Montaaži tööviljakus sõltub ühelt poolt monteerija tööst, teiselt poolt aga montaažikraana jõudlusest. Montaaži saab kiirendada kas montaažitsükli lühendamise või monteeritavate plokkide suurendamise arvel.

Montaažitsükkel koosneb järgmistest operatsioonidest:

1) troppimine,
2) tõstmine, pööramine ja edasiliikumine,
3) monteeritava ploki paigaldamine,
4) rihtimine,
5) lahtitroppimine,
6) kraanakonksu tõstmine, pööramine ja kraana tagasiliikumine tühjalt.

Kraana liikumise ja pööramise ning kraanakonksu tõstmise ja montaažiploki paigaldamise kiirused olenevad põhiliselt kraana mehhanismide töötamiskiirusest (mootorite pöörete arvust). Need kiirused aga on piiratud ohutusnõuetega. Seepärast oleneb masinaaeg kraana tüübist suhteliselt vähe (kuni 7% montaažitsükli kestusest).

Põhilisteks käsitsitöödeks montaažil on tõstetavate plokkide troppimine ja lahtitroppimine ning rihtimine. Kõige aeganõudvamaks operatsiooniks seejuures on rihtimine. Üksikute operatsioonide suhteline kestus montaažitsüklis on järgmine:

1) troppimine 9%,
2) rihtimine 60%,
3) lahtitroppimine 6%,
4) masinaaeg 25%.

Siit nähtub, et montaaži tööviljakuse tõstmise põhiliseks reserviks on rihtimistööde ajakulu vähendamine. Põhilisteks eeldusteks seejuures on konstruktsioonide valmistamistäpsuse suurendamine, eriti aga vundamentide täpne väljarihtimine.

Montaaži tööviljakust mõjutab oluliselt ka montaažiplokkide suurus. Arusaadavalt on monteerimine suurte plokkidena viljakam kui väikeste plokkidena. Samal ajal aga on tülikam suurte plokkide valmistamine tehases, eriti aga transport. Tavaliselt ongi veogabariit montaažiploki suuruse valikul määravaks. Paljudel juhtudel ühendatakse montaažielemendid enne paigaldamist suuremateks plokkideks. Seejuures tuleb aga silmas pidada asjaolu, et suuremate plokkide monteerimine nõuab keerukamaid vahendeid ning muudab rihtimistöö tülikamaks.

Seoses montaažikraanade arvu ja tõstevõime suurenemisega on viimastel aastatel oluliselt muutunud töötasu ja mehhanismide ekspluatatsiooni kulude vahekord. Nimelt oli töötasu osatähtsus 1966. aastaks langenud 1,3 korda võrreldes 1958. aastaga ning mehhanismide ekspluatatsiooni kulude osatähtsus samal ajavahemikul suurenenud 1,3 korda. Tööviljakus kasvas sellel ajavahemikul ca 1,3 korda, kulutused mehhaniseerimisele aga 2,6 korda. See viitab mõningale ülemehhaniseerimisele montaažitöödel. Kompleksse mehhaniseerimise aste küündis juba 1966. aastaks 99,8%-ni. Samal ajal aga moodustas käsitsitöö osatähtsus kogu tööjõukulust ca 60%, s. t. töö mehhaniseerimise aste ei ületanud 0,4. Käsitsitöö osatähtsuse vähendamiseks montaažil tuleb suurendada konstruktsioonide valmistamise ja vundamentide täpsust ning rohkem kasutada montaažiühendusi kõrgtugevate poltide ja automaat- või poolautomaatkeevitusega.

6.7. KOHALEMONTEERITUD KONSTRUKTSIOONIDE MAKSUMUS

Kohalemonteeritud konstruktsioonide maksumus koosneb konstruktsioonide tehasemaksumusest, tehasest ehitusplatsile transpordi ning montaaži maksumusest

$$C = [(C_0 k_r k_u + C_t) k_l + C_m + C_k] k_k k_l k_p$$

kus C_0 — konstruktsiooni omahind;
C_t — transpordi maksumus metallkonstruktsioonide tehasest kuni ehituskohale lähima raudteejaamani;
C_m — montaaži maksumus;
C_k — kohaliku transpordi maksumus raudteejaamast ehitusplatsile;
$k_r = 1{,}406$ — metallkonstruktsioonide tehase rentaabluse tegur;
$k_u = 1{,}00539$ — tegur, mis arvestab juurdehindlust teaduslikule uurimistööle;
$k_l = 1{,}009$ — laokulusid arvestav tegur;
$k_k = 1{,}08$ — kaudsete kulude tegur;
$k_l = 1{,}03$ — tegur, mis arvestab tööde kallinemist talvetingimustes;
$k_p = 1{,}06$ — tegur, mis arvestab montaažiorganisatsiooni plaanilist juurdehindlust.

Metallkonstruktsioonide omahind koos juurdehindlusega tehase rentaabluse ja uurimistööde arvel ning transpordikuludega kuni ehituskohale lähima raudteejaamani

$$C_0 k_r k_u + C_t$$

moodustab konstruktsioonide hulgihinna. Seejuures on arvestatud keskmist veokaugust ja vagunite kandejõu kasutamise astet olenevalt konstruktsioonitüübist. Kui konstruktsioonielemendi pikkus on üle 13,17 m, suureneb transpordi maksumus 50% võrra. Mittegabariitsete konstruktsioonide transpordi maksumus määratakse eriinstruktsioonide järgi.

Mõnede konstruktsioonide hulgihinnad on toodud tabelis 6.6.

Tabel 6.6

Metallkonstruktsioonide hulgihinnad

Konstruktsiooni nimetus	Hulgihind rbl./t
Tööstushoonete karkass	187.02
Kõrgahjukonstruktsioonid	217.80
Suure läbimõõduga torustikud	199.22
Estakaadid, punkrid	205.41
Gaasihoidlad	230.90
Reservuaarid (koos montaažiga)	202.40
Kõrgepingeliinide mastid	242.72
Tsiviilhoonete konstruktsioonid	191.00
Tüüptsisternid	226.09

Montaaži maksumus määratakse üksushinnete järgi. Selle määramiseks võib kasutada seost

$$C_m = a_m T_m (1 + k) + C_{meh}$$

kus $k = 0{,}8$ — montaaži kaudsete kulude tegur,
a_m — montaažitööliste keskmine tunnitasu,
T_m — tööjõukulu montaažil,
C_{meh} — montaažimehhanismide ekspluatatsiooni maksumus (8 ... 15 rbl./t).

6.8. METALLKONSTRUKTSIOONIDE ÖKONOOMNE PROJEKTEERIMINE

Põhinõudeks metallkonstruktsioonide projekteerimisel on vastavus ekspluatatsioonitingimustele, töökindlus ja kestvus. Samal ajal tuleb arvestada metalli kokkuhoiu nõuet. Seda ei tohi aga käsitleda lahus konstruktsioonide valmistamise töömahukusest ning montaaži lihtsusest ja kiirusest. Need kolm printsiipi — maksimaalne metalli ökonoomia, konstruktsioonide minimaalne töömahukus ja montaaži kiirus — ongi konstruktsioonide ratsionaalsuse kriteeriumiks, mis määrab konstruktsiooni ökonoomsuse.

Projekteerimine on konstruktsiooni kujundamise põhietapiks. Vaatamata sellele, et käesoleval ajal räägivad konstruktsiooni kujundamisel oluliselt kaasa industriaalselt valmistatavad detailid ning konstruktsioonide valmistamise ja montaaži tingimused, sõltub konstruktsiooni lahendus ikkagi eeskätt projekteerijast.

Kahe viimase aastakümne jooksul on NSV Liidus massiliselt rakendatud universaalseid konstruktsioone ja tüüpprojekte. Samal perioodil on tekkinud ja välja arenenud mitmeid uusi konstruktsioone, mis annavad olulist metalli kokkuhoidu ja rahuldavad senisest paremini konstruktsioonide ekspluatatsioonitingimusi. Ühtlasi on olulisel määral moderniseeritud traditsioonilisi konstruktsioone. Huvitav on märkida, et näiteks ühekorruseliste tööstushoonete metallkonstruktsioonide kaal on võrreldes 1930-ndate aastatega vähenenud üle kahe korra.

Projekti maksumus moodustab 3...5% konstruktsioonide valmistamise ja montaaži üldmaksumusest. Kuna optimaalse variandi selgitamise arvel saadav kokkuhoid katab mitmekordselt projekteerimisel kulutatud lisatöö, ei ole otstarbekas projekteerimistööde mahtu oluliselt vähendada või lihtsustada, eriti variantide võrdluse osas. Projekteerimise maksumuse vähendamise ja tähtaegade lühendamise seisukohalt on tähtsaks faktoriks vaid konstruktsioonide unifitseerimine ja tüpiseerimine, mis oluliselt lihtsustab konstruktsioonide valmistamise ja montaaži tingimusi.

Tüpiseerimise aluseks on moodulisüsteem. Vastavalt ehitusnormidele ja -eeskirjadele on metallkonstruktsioonide plaanimooduliks 6 m, kõrguse mooduliks tööstushoonete katusekanduri alumise vööni 1,2 m. Teiste mõõtmete puhul tuleb kinni pidada põhimoodulist M (100 mm). Samal ajal on vajalik ka koormuste unifitseerimine. Nii on universaalsete ühekorruseliste tööstushoonete katusekonstruktsioonide arvutuskoormused 350...850 kG/m^2 (gradatsiooniga 100 kG/m^2). Moodulisüsteemi ja universaalsete parameetrite põhjal on NSV Liidu juhtivate projekteerimisorganisatsioonide poolt koostatud palju tüüpprojekte tööstushoonete, angaaride, kõrgahjude, reservuaaride, gaasihoidlate, sildade, mastide, ümberlaadimisestakaadide ja teiste ehitiste metallkonstruktsioonide jaoks.

Mõned neist (näiteks ühekorruseliste tööstushoonete osas) on aga juba vananenud ning praegu otsitakse uusi lahendusi kooskõlas uute planeerimisprintsiipidega.

Metallkonstruktsioonide ökonoomse projekteerimise kõigi põhiprintsiipide (metalli kokkuhoid, valmistamise lihtsus ja montaaži kiirus) arvestamine üksikute lahenduste võrdlemisel on üldiselt võimalik ainult pärast projekti kõigi variantide täielikku valmimist. See paisutaks aga liigselt projekteerimistööde mahtu ning nihutaks edasi projekti valmimise tähtaega. Seepärast valitakse võimalike variantide hulgast välja ainult kõige konkurentsivõimelisemad. Valiku aluseks on tavaliselt metallikulu võrdlus. Konstruktsioonide ligikaudse kaalu määramiseks on prof. *N. Streletski* välja töötanud arvutuslike parameetrite süsteemi, samuti rea konstruktsioonide optimaalsete parameetrite valiku alused [61].

Metallkonstruktsioonide ökonoomse projekteerimise põhilisteks reservideks on:

1) kõrgtugevate teraste kasutamine,
2) õhukeseseinaliste konstruktsioonide kasutamine,
3) piirde- ja kandefunktsiooni ühendamine,
4) konstruktsioonide pingeolukorra täiendav reguleerimine,
5) alumiiniumisulamite kasutamine piirde- ja kandeelementides,
6) tüüpprojektide ja tüüplahenduste kasutamine,
7) uute efektiivsete konstruktsioonitüüpide (rippsüsteemid, ruumilised konstruktsioonid jt.) kasutamine,
8) teiste materjalidega (näiteks raudbetooniga) kombineeritud lahenduste kasutamine,
9) ratsionaalsete ühenduste (automaatkeevitus, kõrgtugevad poldid) kasutamine,
10) arvutusmeetodite täiustamine.

7. LISAD

Tabel 7.1

Eeskiri ГОСТ 380-60 süsinikteraste kasutamiseks ehitiste metallist kandekonstruktsioonides, mida ekspluateeritakse kõrgemal temperatuuril kui —30° C (Eesti NSV-s kõigil juhtudel)

Jrk. nr.	Konstruktsioon	Terase mark	
		keevitatud konstruktsioonides	needitud konstruktsioonides
1	2	3	4
1	Sõrestikud ja raamiriiglid, talastike peatalad, kraanatalad kerge ja keskmise režiimiga kraanadele, kuni 20 mm paksusest terasest kraanatalad raske režiimiga kraanadele; transpordiestakaadide (galeriide) sildeehitised ning teised liikuva või vibreeriva koormusega vahetult koormatud konstruktsioonid (välja arvatud punktis 2 nimetatud)	В Ст.3пс	В Ст.3кп
2	Eriti rasketes tingimustes töötavad konstruktsioonid: martääntsehhide töölavade talad; punkri- ja laadimisestakaadide konstruktsioonielemendid, mis on koormatud raudtee koormusega; kraanatalad üle 20 mm paksustest elementidest raske režiimiga kraanadele, kraanatalad eriti raske ja eriti raske pideva töörežiimiga kraanadele	В Ст.3сп	В Ст.3пс

Tabel 7.1 (järg)

1	2	3	4
3	Postid, katuseroovid, tehnoloogilisi seadmeid ja torustikke kandvad toed, talad (välja arvatud punktis 1 nimetatud juhud), üldkasutatavad reservuaarid ja paagid, punkrid ning muud konstruktsioonid, mis pole vahetult koormatud liikuva või vibreeriva koormusega	B Ст.3кп	B Ст.3кп
4	Ehitiste abikonstruktsioonid; sidemed, seinakarkassi elemendid, trepid, platvormid, laternapostid ning muud vähekoormatud (mitte üle 0,4 arvutuslikust tugevusest) konstruktsioonid, samuti ka konstruktsioonielemendid (katuseroovid, postid, vahelaetalad ja muud sellesarnased valtsprofiilidest elemendid), millel puuduvad keevisühendused	B Ст.3кп	B Ст.3кп

Märkused. 1. Keevitatud konstruktsioonides kasutatav teras peab vastama süsiniku piirsisalduse nõudele.

2. Liikuva või vibreeriva koormusega dünaamiliselt koormatud konstruktsioonide (välja arvatud kerge ja keskmise töörežiimiga kraanade kraanatalad) peavad rahuldama täiendavat nõuet löögisitkuse osas (konstruktsioonide puhul, mida ekspluateeritakse madalamal temperatuuril kui —20° C, peab olema rahuldatud löögisitkuse nõue miinustemperatuuril).

3. Painutatud profiilide ja elementide valmistamiseks kasutatav teras peab rahuldama täiendavat nõuet paindeproovi osas.

Tabel 7.2

Õmblusteta terastorud (ГОСТ 8732-58, väljavõte)

Välisläbimõõt mm	Seina paksus mm	Kaal kG/m	Ristlõikepindala cm^2	Inertsraadius cm
1	2	3	4	5
45	3,5	3,58	4,56	1,47
	4	4,04	5,15	1,45
	4,5	4,49	5,73	1,43
	5	4,93	6,28	1,42
50	3,5	4,01	5,11	1,65
	4	4,54	5,78	1,64
	4,5	5,05	6,43	1,62
	5	5,55	7,07	1,60
	5,5	6,04	7,69	1,59
54	3,5	4,36	5,55	1,79
	4	4,93	6,28	1,78
	4,5	5,49	7,00	1,76
	5	6,04	7,69	1,74
	5,5	6,58	8,38	1,73
	6	7,10	9,05	1,71
	7	8,11	10,33	1,68
	8	9,08	11,56	1,65
	9	9,99	12,72	1,63
	10	10,85	13,83	1,59
	11	11,67	14,85	1,57
57	3,5	4,62	5,89	1,90
	4	5,23	6,66	1,88
	4,5	5,83	7,42	1,86
	5	6,41	8,17	1,85
	5,5	6,99	8,90	1,83
	6	7,55	9,62	1,82
	7	8,63	10,99	1,79
	8	9,67	12,32	1,76
	9	10,65	13,57	1,73
	10	11,59	14,76	1,68
	11	12,48	15,90	1,67
	12	13,32	16,98	1,65
60	3,5	4,88	6,22	2,01
	4	5,52	7,04	1,99
	4,5	6,16	7,85	1,97
	5	6,78	8,64	1,96
60	5,5	7,39	9,41	1,94
	6	7,99	10,18	1,92
	7	9,15	11,65	1,89
	8	10,26	13,07	1,86
	9	11,32	14,42	1,83
	10	12,33	15,70	1,81
	11	13,29	16,94	1,78
	12	14,21	18,10	1,75
	14	15,88	20,24	1,70
63,5	3,5	5,18	6,60	2,13
	4	5,87	7,48	2,11
	4,5	6,55	8,34	2,10
	5	7,21	9,19	2,08
	5,5	7,87	10,02	2,06
	6	8,51	10,84	2,05
	7	9,75	12,43	2,02
	8	10,95	13,95	1,99
	9	12,10	15,41	1,95
	10	13,19	16,82	1,93
	11	14,24	18,15	1,90
	12	15,24	19,41	1,87
	14	17,09	21,78	1,82
68	3,5	5,57	7,10	2,29
	4	6,31	8,04	2,27
	4,5	7,05	8,98	2,25
	5	7,77	9,89	2,24
	5,5	8,48	10,80	2,22
	6	9,17	11,69	2,21
	7	10,53	13,41	2,17
	8	11,84	15,07	2,14
	9	13,10	16,69	2,11
	10	14,30	18,22	2,08
	11	15,46	19,69	2,05
	12	16,57	21,12	2,03
	14	18,64	23,75	1,98
	16	20,52	26,15	1,93

Tabel 7.2 (järg)

1	2	3	4	5
70	3,5	5,74	7,31	2,36
	4	6,51	8,30	2,34
	4,5	7,27	9,26	2,32
	5	8,01	10,22	2,31
	5,5	8,75	11,14	2,29
	6	9,47	12,06	2,28
	7	10,88	13,85	2,25
	8	12,23	15,59	2,21
	9	13,54	17,24	2,18
	10	14,80	18,85	2,15
	11	16,01	20,39	2,12
	12	17,16	21,88	2,10
	14	19,33	24,63	2,04
	16	21,31	27,13	1,99
73	3,5	6,00	7,64	2,46
	4	6,81	8,67	2,45
	4,5	7,60	9,68	2,43
	5	8,38	10,69	2,41
	5,5	9,16	11,67	2,40
	6	9,91	12,63	2,38
	7	11,39	14,51	2,35
	8	12,82	16,33	2,32
	9	14,21	18,10	2,29
	10	15,54	19,79	2,26
	11	16,82	21,42	2,23
	12	18,05	23,01	2,20
	14	20,37	25,94	2,15
	16	22,49	28,66	2,10
	18	24,41	31,08	2,05
76	3,5	6,26	7,97	2,57
	4	7,10	9,04	2,55
	4,5	7,93	10,11	2,54
	5	8,75	11,15	2,52
	5,5	9,50	12,19	2,51
	6	10,36	13,19	2,49
	7	11,91	15,18	2,46
	8	13,42	17,10	2,42
	9	14,87	18,95	2,39
	10	16,28	20,72	2,36
	11	17,63	22,46	2,33
	12	18,94	24,12	2,31
	14	21,41	27,28	2,25
	16	25,68	30,14	2,20
	18	28,75	32,79	2,15
83	3,5	6,86	8,74	2,82
	4	7,79	9,92	2,80
	4,5	8,71	11,10	2,79
	5	9,62	12,26	2,77
	5,5	10,51	13,40	2,75
	6	11,39	14,52	2,74
	7	13,12	16,72	2,70
	8	14,80	18,86	2,67
	9	16,42	20,93	2,64
	10	18,00	22,95	2,61
	11	19,53	24,87	2,58
	12	21,01	26,75	2,55
	14	23,82	30,33	2,49
	16	26,44	33,67	2,44
	18	28,85	36,75	2,39
89	3,5	7,38	9,40	3,03
	4	8,38	10,68	3,01
	4,5	9,38	11,94	2,99
	5	10,36	13,20	2,98
	5,5	11,33	14,43	2,96
	6	12,28	15,65	2,95
	7	14,16	18,03	2,91
	8	15,98	20,36	2,88
	9	17,76	22,62	2,85
	10	19,48	24,83	2,82
	11	21,16	26,94	2,79
	12	22,79	29,02	2,76
	14	25,89	33,00	2,70
	16	28,80	36,68	2,65
	18	31,52	40,16	2,59
	20	34,03	43,34	2,54
	22	36,35	46,32	2,50
95	3,5	7,90	10,06	3,24
	4	8,98	11,44	3,23
	4,5	10,04	12,80	3,21
	5	11,10	14,13	3,19
	5,5	12,14	15,46	3,18
	6	13,17	16,78	3,16
	7	15,19	19,35	3,12
	8	17,16	21,87	3,09
	9	19,09	24,31	3,06
	10	20,96	26,71	3,03
	11	22,79	29,02	3,00
	12	24,56	31,30	2,97
	14	27,97	35,64	2,91

Tabel 7.2 (järg)

1	2	3	4	5
95	16	31,17	39,73	2,86
	18	34,18	43,57	2,80
	20	36,99	47,10	2,75
	22	39,61	50,43	2,70
102	3,5	8,50	10,83	3,49
	4	9,67	12,32	3,47
	4,5	10,82	13,79	3,46
	5	11,96	15,24	3,44
	5,5	13,09	16,67	3,42
	6	14,21	18,09	3,41
	7	16,40	20,88	3,37
	8	18,55	23,64	3,34
	9	20,64	26,30	3,31
	10	22,69	28,91	3,28
	11	24,69	31,44	3,24
	12	26,63	33,92	3,21
	14	30,38	38,72	3,16
	16	33,93	43,22	3,09
	18	37,29	47,53	3,04
	20	40,44	51,53	2,99
	22	43,40	55,27	2,94
108	4	10,26	13,07	3,69
	4,5	11,49	14,63	3,67
	5	12,70	16,19	3,65
	5,5	13,90	17,71	3,63
	6	15,09	19,22	3,62
	7	17,44	22,21	3,58
	8	19,73	25,14	3,55
	9	21,97	28,00	3,52
	10	24,17	30,77	3,49
	11	26,31	33,53	3,46
	12	28,41	36,20	3,43
	14	32,45	41,33	3,36
	16	36,30	46,25	3,31
	18	39,95	50,87	3,25
	20	43,40	55,31	3,19
	22	46,66	59,42	3,14
	25	51,17	65,23	3,07
	28	55,24	70,40	3,00
114	4	10,85	13,82	3,89
	4,5	12,15	15,49	3,88
	5	13,44	17,12	3,86
	5,5	14,72	18,75	3,85

1	2	3	4	5
114	6	15,08	20,35	3,83
	7	18,47	23,54	3,80
	8	20,91	26,65	3,77
	9	23,31	29,69	3,73
	10	25,65	32,66	3,70
	11	27,94	35,61	3,67
	12	30,19	38,46	3,64
	14	34,53	43,97	3,57
	16	38,67	49,26	3,52
	18	42,62	54,28	3,46
	20	46,36	59,09	3,40
	22	49,91	63,58	3,35
	25	54,87	69,93	3,27
	28	59,38	75,61	3,20
121	4	11,54	14,71	4,14
	4,5	12,93	16,47	4,13
	5	14,30	18,23	4,11
	5,5	15,67	12,97	4,10
	6	17,02	21,67	4,07
	7	19,68	25,07	4,04
	8	22,29	28,40	4,01
	9	24,86	31,68	3,98
	10	27,37	34,86	3,95
	11	29,84	38,01	3,92
	12	32,26	41,10	3,89
	14	36,94	47,05	3,82
	16	41,43	52,79	3,76
	18	45,72	58,23	3,70
	20	49,82	63,48	3,65
	22	53,71	68,41	3,59
	25	59,19	75,36	3,51
	28	64,22	81,85	3,44
127	4	12,13	15,47	4,36
	4,5	13,59	17,33	4,34
	5	15,04	19,17	4,33
	5,5	16,48	21,00	4,31
	6	17,90	22,81	4,29
	7	20,72	26,39	4,26
	8	23,48	29,91	4,22
	9	26,19	33,36	4,19
	10	28,85	36,75	4,15
	11	31,47	40,07	4,12
	12	34,03	43,38	4,10

Tabel 7.2 (järg)

1	2	3	4	5
127	14	39,01	49,71	4,03
	16	43,80	55,79	3,97
	18	48,39	61,62	3,91
	20	52,78	67,27	3,85
	22	56,97	72,59	3,80
	25	62,89	80,10	3,72
	28	68,36	87,14	3,65
	30	71,76	91,45	3,59
133	4	12,73	16,21	4,57
	4,5	14,26	18,16	4,55
	5	15,78	20,10	4,53
	5,5	17,29	22,04	4,52
	6	18,79	23,94	4,50
	7	21,75	27,70	4,47
	8	24,66	31,42	4,44
	9	27,52	35,05	4,40
	10	30,33	38,65	4,37
	11	33,10	42,15	4,34
	12	35,81	45,63	4,30
	14	41,00	52,35	4,24
	16	46,17	58,83	4,18
	18	51,65	65,06	4,12
	20	55,73	71,03	4,06
	22	60,22	76,76	4,01
	25	66,59	84,82	3,93
	28	72,50	92,31	3,85
	30	76,20	97,02	3,80
	32	79,71	101,48	3,75
140	4,5	15,04	19,16	4,80
	5	16,65	21,20	4,77
	5,5	18,24	23,25	4,78
	6	19,83	25,26	4,75
	7	22,96	29,25	4,71
	8	26,04	33,18	4,68
	9	29,08	37,05	4,65
	10	32,06	40,84	4,62
	11	34,99	44,56	4,58
	12	37,88	48,24	4,55
	14	43,50	55,42	4,49
	16	48,93	62,35	4,43
	18	54,16	68,96	4,36
	20	59,19	75,39	4,31
	22	64,02	81,57	4,25
	25	70,90	90,27	4,16
	28	77,34	95,83	4,11
140	30	81,38	103,71	4,04
	32	85,23	106,51	3,99
	36	92,33	117,64	3,90
146	4,5	15,70	20,00	5,01
	5	17,39	22,15	4,99
	5,5	19,06	24,27	4,98
	6	20,72	26,39	4,96
	7	24,00	30,57	4,93
	8	27,23	34,68	4,89
	9	30,41	38,72	4,86
	10	33,54	42,75	4,83
	11	36,62	46,67	4,80
	12	39,66	50,53	4,76
	14	45,57	58,05	4,70
	16	51,30	65,32	4,64
	18	56,82	72,41	4,57
	20	62,15	79,17	4,52
	22	64,28	85,70	4,46
	25	74,60	95,06	4,37
	28	81,48	103,77	4,30
	30	85,82	109,79	4,24
	32	89,97	114,63	4,19
	36	97,66	124,34	4,09
152	4,5	16,37	20,84	5,23
	5	18,13	23,09	5,20
	5,5	19,87	25,32	5,19
	6	21,60	27,53	5,18
	7	25,03	31,89	5,14
	8	28,41	36,18	5,11
	9	31,74	40,44	5,07
	10	35,02	44,60	5,00
	11	38,25	48,75	5,01
	12	41,43	52,78	4,97
	14	47,65	60,70	4,91
	16	53,66	68,38	4,85
	18	59,48	75,81	4,79
	20	65,11	82,90	4,72
	22	71,59	89,82	4,67
	25	78,30	99,80	4,58
	28	85,62	109,10	4,50
	30	90,26	115,04	4,45
	32	94,70	120,57	4,40
	36	102,99	131,17	4,30

Tabel 7.2 (järg)

1	2	3	4	5
159	4,5	17,15	21,85	5,48
	5	18,99	24,20	5,46
	5,5	20,82	26,57	5,43
	6	22,64	28,83	5,42
	7	26,24	33,43	5,39
	8	29,79	37,96	5,35
	9	33,29	42,39	5,31
	10	36,75	46,80	5,29
	11	40,15	51,15	5,26
	12	43,50	55,45	5,22
	14	50,06	63,78	5,16
	16	56,43	77,65	5,09
	18	62,59	79,75	5,03
	20	68,56	87,32	4,97
	22	74,33	94,73	4,91
	25	82,62	105,27	4,82
	28	90,46	115,27	4,75
	30	95,44	121,53	4,68
	32	100,22	127,72	4,64
	36	109,20	139,18	4,54
168	5	20,10	25,60	5,76
	5,5	22,04	28,07	5,75
	6	23,97	30,53	5,74
	7	27,79	35,39	5,70
	8	31,57	40,20	5,67
	9	35,29	44,94	5,64
	10	38,97	49,61	5,60
	11	42,59	54,28	5,57
	12	46,17	58,84	5,54
	14	53,17	67,76	5,48
	16	59,98	76,42	5,41
	18	66,59	84,84	5,35
	20	73,00	93,00	5,29
	22	79,21	100,30	5,23
	25	88,16	112,29	5,14
	28	96,67	123,10	5,06
	30	102,10	129,99	5,00
	32	107,33	136,80	4,95
	36	117,19	149,94	4,85
	40	126,27	160,87	4,75
	45	136,50	173,85	4,64
180	5	21,59	27,40	6,20
	5,5	23,70	30,14	6,18
	6	25,75	32,81	6,16
180	7	29,87	34,04	6,13
	8	33,93	43,25	6,10
	9	37,95	48,35	6,06
	10	41,92	53,38	6,03
	11	45,85	58,41	6,00
	12	49,72	63,05	5,96
	14	57,31	72,99	5,89
	16	64,71	82,43	5,83
	18	71,91	91,61	5,77
	20	78,92	100,54	5,71
	22	85,72	109,23	5,65
	25	95,96	121,72	5,56
	28	104,96	133,64	5,47
	30	110,98	141,32	5,42
	32	116,80	148,75	5,36
	36	127,85	162,86	5,26
	40	138,10	176,98	5,16
	45	149,82	190,86	5,04
194	5	23,31	29,68	6,69
	5,5	25,60	32,58	6,68
	6	27,82	35,43	6,66
	7	31,28	41,13	6,62
	8	36,70	46,76	6,58
	9	41,06	52,33	6,56
	10	45,38	57,78	6,52
	11	49,64	63,22	6,48
	12	53,86	68,60	6,46
	14	62,15	79,18	6,39
	16	70,24	89,52	6,33
	18	78,13	99,50	6,26
	20	85,28	109,34	6,20
	22	93,32	118,83	6,14
	25	104,19	132,71	6,04
	28	114,63	146,08	5,96
	30	121,33	154,50	5,90
	32	127,85	162,85	5,84
	36	140,27	178,60	5,73
	40	151,91	193,57	5,64
	45	165,36	210,63	5,51
203	6	29,14	37,12	6,98
	7	33,83	43,12	6,94
	8	38,47	49,03	6,91
	9	43,05	54,87	6,80
	10	47,59	60,65	6,84
	11	52,08	66,36	6,81

Tabel 7.2 (järg)

1	2	3	4	5
203	12	56,52	72,01	6,78
	14	65,94	83,12	6,71
	16	73,78	93,98	6,64
	18	82,12	104,58	6,58
	20	90,26	114,92	6,52
	22	98,20	125,15	6,45
	25	109,74	139,88	6,36
	28	120,83	153,93	6,27
	30	127,99	163,01	6,22
	32	134,94	171,90	6,16
	36	148,26	188,95	6,05
	40	160,78	204,04	5,94
	45	175,33	223,27	5,81
	50	188,65	240,43	5,70
219	6	31,52	40,17	7,54
	7	36,60	46,62	7,51
	8	41,63	53,00	7,47
	9	46,61	59,38	7,44
	10	51,54	65,64	7,40
	11	56,43	71,90	7,37
	12	61,26	78,02	7,34
	14	70,78	90,16	7,27
	16	80,10	102,05	7,21
	18	89,23	113,69	7,14
	20	98,15	125,08	7,09
	22	106,88	136,29	7,02
	25	119,61	152,39	6,92
	28	131,89	167,38	6,83
	30	139,83	178,13	6,78
	32	147,57	188,02	6,72
	36	162,47	207,06	6,61
	40	176,58	224,84	6,49
	45	193,10	246,13	6,37
	50	208,38	265,57	6,24
245	7	41,09	52,32	8,43
	8	46,76	59,54	8,39
	9	52,38	66,71	8,36
	10	57,95	73,91	8,33
	11	63,48	80,86	8,29
	12	68,95	87,84	8,26
	14	79,76	101,61	8,19
	16	90,36	115,15	8,13
	18	100,77	128,43	8,06
	20	110,98	141,32	7,99
	22	120,99	154,09	7,93
245	25	135,64	172,90	7,84
	28	149,84	190,95	7,75
	30	159,07	202,74	7,69
	32	168,09	214,04	7,62
	36	185,55	236,36	7,50
	40	202,22	257,69	7,40
	45	221,95	282,63	7,26
	50	240,44	306,34	7,13
273	7	45,92	58,48	9,41
	8	52,28	66,62	9,39
	9	58,60	74,64	9,35
	10	64,86	82,59	9,32
	11	71,07	90,57	9,29
	12	77,24	98,39	9,25
	14	89,42	113,95	9,18
	16	101,41	129,13	9,11
	18	113,20	144,19	9,05
	20	124,79	159,01	8,98
	22	136,18	173,40	8,91
	25	152,00	194,69	8,82
	28	169,18	215,41	8,73
	30	179,78	228,39	8,67
	32	190,19	242,34	8,61
	36	210,41	268,00	8,49
	40	229,85	292,63	8,36
	45	253,03	322,26	8,22
	50	274,96	350,35	8,09
299	8	57,41	73,12	10,30
	9	64,37	82,00	10,28
	10	71,27	90,83	10,24
	11	78,13	99,50	10,20
	12	84,93	108,21	10,17
	14	98,40	125,33	10,10
	16	111,67	142,18	10,03
	18	124,74	158,94	9,97
	20	137,61	175,28	9,90
	22	150,29	191,36	9,83
	25	168,93	215,11	9,74
	28	187,13	238,19	9,64
	30	199,02	253,62	9,59
	32	210,71	268,42	9,52
	36	233,50	297,58	9,40
	40	255,49	325,39	9,27

Tabel 7.2 (järg)

1	2	3	4	5
299	45	281,88	358,87	9,13
	50	307,02	391,23	9,00
	56	335,57	427,66	8,83
	60	353,62	450,32	8,72
	63	366,64	466,92	8,65
	70	395,30	503,67	8,48
	75	414,29	527,67	8,36
325	8	62,54	79,64	11,22
	9	70,14	89,32	11,19
	10	77,68	98,94	11,16
	11	85,18	108,49	11,11
	12	92,63	117,99	11,09
	14	107,38	136,80	11,02
	16	121,93	155,36	10,95
	18	136,28	173,68	10,90
	20	150,44	191,54	10,82
	22	164,39	209,35	10,75
	25	184,96	235,60	10,65
	28	205,09	261,30	10,56
	30	218,25	278,13	10,50
	32	231,23	294,71	10,44
	36	256,53	326,76	10,31
	40	281,14	359,17	10,18
	45	310,73	396,05	10,07
	50	339,10	431,89	9,89
	56	371,49	473,43	9,73
	60	392,09	499,28	9,61
	63	407,04	518,45	9,54
	70	440,34	561,05	9,37
	75	462,28	589,07	9,24
351	8	67,67	86,19	12,14
	9	75,91	96,66	12,10
	10	84,10	107,18	12,09
	11	92,23	117,54	12,05
	12	100,32	127,83	12,00
	14	116,35	148,20	11,94
	16	132,19	168,32	11,86
	18	147,82	188,36	11,80
	20	163,26	207,97	11,73
	22	178,50	227,31	11,67
	25	200,99	256,10	11,58
	28	223,04	284,06	11,48
	30	237,49	302,69	11,42
	32	251,74	320,75	11,36
351	36	279,66	356,08	11,22
	40	306,79	390,80	11,10
	45	339,59	432,70	11,95
	50	371,16	473,06	10,80
	56	407,40	518,71	10,62
	60	430,59	548,48	10,51
	63	447,43	571,35	10,44
	70	485,24	618,28	10,25
	75	510,46	650,04	10,13
377	9	81,68	104,04	13,03
	10	90,51	115,24	12,99
	11	99,29	126,50	12,97
	12	108,02	137,58	12,93
	14	125,33	159,66	12,87
	16	142,44	181,54	12,80
	18	159,36	202,96	12,72
	20	176,08	224,32	12,67
	22	192,61	245,46	12,60
	25	217,02	275,51	12,49
	28	240,99	307,09	12,40
	30	256,73	326,89	12,33
	32	272,26	346,79	12,27
	36	302,77	385,87	12,15
	40	332,44	423,53	12,01
	45	368,44	469,55	11,86
	50	403,22	513,43	11,70
	56	442,30	564,43	11,53
	60	469,06	597,64	11,42
	63	484,82	621,65	11,34
	70	529,98	674,86	11,14
	75	558,55	711,52	11,01
402	9	87,21	111,16	13,92
	10	96,67	123,14	13,89
	11	106,06	135,17	13,85
	12	115,41	147,00	13,82
	14	133,94	170,62	13,73
	16	152,30	193,98	13,68
	18	170,45	217,10	13,61
	20	188,40	239,95	13,53
	22	206,16	262,56	13,48
	25	232,42	296,16	13,38
	28	258,24	328,86	13,28
	30	275,21	350,46	13,21
	32	291,18	371,80	13,15

Tabel 7.2 (järg)

1	2	3	4	5
402	36	324,92	413,73	13,01
	40	357,08	454,65	12,89
	45	396,16	504,66	12,74
	50	434,01	553,16	12,69
	56	477,81	608,93	12,41
	60	506,02	644,66	12,30
	63	526,66	670,72	12,20
	70	573,10	730,22	12,01
	75	604,79	770,07	11,87
426	9	92,55	117,92	14,76
	10	102,59	130,75	14,73
	11	112,58	143,36	14,69
	12	122,52	156,10	14,67
	14	142,25	181,28	14,58
	16	161,78	205,99	14,52
	18	181,11	230,78	14,46
	20	200,25	255,08	14,39
	22	219,19	279,12	14,32
	25	247,23	314,84	14,22
	28	274,83	350,00	14,12
	30	292,98	373,39	14,07
	32	310,93	396,14	14,00
	36	346,27	440,84	13,86
	40	380,77	485,01	13,74
	45	422,82	538,41	13,57
	50	463,64	590,87	13,44
	56	510,97	651,28	13,26
	60	541,57	699,77	13,14
	63	560,47	718,36	13,05
	70	614,56	783,18	12,85
	75	649,21	827,03	12,71
450	16	171,24	218,05	15,37
	18	191,76	244,29	15,31
	20	212,08	270,30	15,25
	22	232,20	295,78	15,17
	25	262,01	333,64	15,07
	28	291,38	371,30	14,97
	30	310,72	395,70	14,90
	32	329,84	470,27	14,85
	36	367,53	468,22	14,72
	40	404,42	515,16	14,56
	45	449,43	572,56	14,43
	50	493,20	528,40	14,27
	56	544,10	693,51	14,10
	60	577,04	735,42	13,97
450	63	601,24	765,95	13,88
	70	655,96	835,22	13,67
	75	693,56	883,22	13,59
480	25	280,51	357,39	16,13
	28	312,10	397,74	16,04
	30	332,91	423,89	15,97
	32	353,52	450,22	15,89
	36	394,17	502,15	15,77
	40	436,01	553,12	15,65
	45	482,72	614,80	15,48
	50	530,19	675,57	15,33
	56	585,53	745,66	15,14
	60	621,43	791,68	15,02
	63	632,31	825,57	14,94
	70	707,74	901,46	14,73
	75	749,05	954,54	14,58
500	25	292,84	373,06	16,83
	28	325,91	415,19	16,74
	30	347,71	442,96	16,67
	32	369,30	470,49	16,60
	36	411,92	524,77	16,48
	40	453,74	578,05	16,36
	45	504,91	643,24	16,18
	50	554,85	706,86	16,04
	56	613,15	781,13	15,84
	60	651,02	829,38	15,72
	63	678,91	864,91	15,63
	70	742,27	945,62	15,42
	75	786,04	1001,38	15,28
530	25	317,50	396,70	17,90
	28	346,62	441,58	17,81
	30	369,90	469,53	17,71
	32	392,97	500,85	17,67
	36	438,55	558,66	17,52
	40	483,34	616,06	17,41
	45	538,20	685,58	17,24
	50	591,84	754,27	17,09
	56	654,58	833,59	16,89
	60	695,41	886,14	16,77
	63	725,52	924,15	16,68
	70	794,05	1011,68	16,47
	75	841,52	1071,46	16,30

Tabel 7.3

Vee- ja gaasitorud (ГОСТ 3262-62)

Tingläbimõõt mm	Välisläbimõõt d mm	Kerged				Tavalised				Tugevad			
		Seina paksus δ mm	Kaal kG/m	Ristlõikepindala F cm²	Inertsraadius r cm	Seina paksus δ mm	Kaal kG/m	Ristlõikepindala F cm²	Inertsraadius r cm	Seina paksus δ mm	Kaal kG/m	Ristlõikepindala F cm²	Inertsraadius r cm
6	10,2	1,8	0,37	0,48	0,30	2,0	0,40	0,52	0,29	2,5	0,47	0,60	0,27
8	13,5	2,0	0,57	0,72	0,41	2,2	0,61	0,78	0,40	2,8	0,74	0,94	0,28
10	17,0	2,0	0,74	0,94	0,53	2,2	0,80	1,02	0,52	2,8	0,98	1,25	0,50
15	21,3	2,5	1,16	1,48	0,67	2,8	1,28	1,63	0,65	3,2	1,43	1,82	0,64
20	26,8	2,5	1,50	1,91	0,86	2,8	1,66	2,11	0,85	3,2	1,86	2,37	0,84
25	33,5	2,8	2,12	2,70	1,09	3,2	2,39	3,05	1,07	4,0	2,91	3,71	1,04
32	42,3	2,8	2,73	3,47	1,40	3,2	3,09	3,93	1,38	4,0	3,78	4,81	1,36
40	48,0	3,0	3,33	4,24	1,59	3,5	3,84	4,89	1,58	4,0	4,34	5,53	1,56
50	60,0	3,0	4,22	5,37	2,02	3,5	4,88	6,21	2,00	4,5	6,16	7,85	1,96
70	75,5	3,2	5,71	7,27	2,56	4,0	7,05	8,99	2,53	4,5	7,88	10,04	2,51
80	88,5	3,5	7,34	9,35	3,01	4,0	8,34	10,62	2,99	4,5	9,32	11,88	2,97
90	101,3	3,5	8,44	10,75	3,46	4,0	9,60	12,23	3,44	4,5	10,74	13,68	3,43
100	114,0	4,0	10,85	13,82	3,89	4,5	12,15	15,48	3,88	5,0	13,44	17,12	3,86
125	140,0	4,0	13,42	17,09	4,81	4,5	15,04	19,16	4,79	5,5	18,24	23,24	4,76
150	165,0	4,0	15,88	20,23	5,70	4,5	17,81	22,69	5,68	5,5	21,63	27,56	5,65

Märkus. $r = 0{,}354(d - \delta)$.

Tabel 7.4

Metallsüdamikuga terastrossid
(väljavõte)

Trossi tüüp ja standard	Läbimõõt mm: trossi	Läbimõõt mm: traadi	Ristlõikepindala F mm²	Kaal kG/m	Traadi tugevuspiirid kG/mm² (intervall 10 kG/mm²)	Trossi purustav jõud kG, kui traadi tugevus on 120 kG/mm²
1	2	3	4	5	6	7
ТК 1 × × 61 = = 61 traati ГОСТ 3065-55	5,4	0,6	17,26	0,145	120 ... 200	1690
	6,3	0,7	23,48	0,197	120 ... 190	2310
	7,2	0,8	30,68	0,258	120 ... 190	3020
	8,1	0,9	38,80	0,326	120 ... 190	3810
	9	1,0	48,05	0,404	120 ... 190	4720
	9,9	1,1	58,13	0,489	120 ... 190	5710
	11	1,2	69,12	0,581	120 ... 190	6790
	12	1,3	81,16	0,682	120 ... 190	7970
	13	1,4	94,16	0,792	120 ... 190	9220
	13,5	1,5	107,61	0,905	120 ... 190	10550
	14,5	1,6	122,87	1,03	120 ... 190	12050
	15,5	1,7	138,75	1,17	120 ... 190	13650
	16,5	1,8	155,23	1,30	120 ... 190	15250
	18	2	191,86	1,61	120 ... 190	18800
	20	2,2	232,16	1,95	120 ... 190	22800
	22	2,4	276,11	2,32	120 ... 190	27100
	23,5	2,6	324,32	2,73	120 ... 190	31850
	25,5	2,8	375,61	3,16	120 ... 190	36900
	27	3	431,75	3,63	120 ... 190	42450
	28,5	3,2	490,95	4,13	120 ... 150	48250
	31,5	3,5	587,38	4,94	120 ... 130	57750
	34,5	3,8	692,36	5,82	120 ... 130	68100
	36	4	767,40	6,45	120 ... 130	75400
	40,5	4,5	970,62	8,16	120	95000
ТК 7 × × 37 = = 259 traati ГОСТ 3068-55	13,0	0,6	73,30	0,643	120 ... 200	7200
	15,0	0,7	99,78	0,875	120 ... 190	9790
	17,0	0,8	130,28	1,14	120 ... 190	12750
	19,0	0,9	164,72	1,44	120 ... 190	16150
	21,0	1,0	204,46	1,79	120 ... 190	20050
	23,5	1,1	247,31	2,17	120 ... 190	24300
	25,5	1,2	294,04	2,58	120 ... 190	28900
	27,5	1,3	345,17	3,03	120 ... 190	33900
	29,5	1,4	400,40	3,51	120 ... 190	39350
	31,5	1,5	457,69	4,01	120 ... 190	45000
	34,0	1,6	522,41	4,58	120 ... 190	51350

Tabel 7.4 (järg)

1	2	3	4	5	6	7
TK 7×37=	36,0	1,7	589,82	5,17	120...190	58000
=259 traati	38,0	1,8	659,81	5,79	120...190	64900
ГОСТ	42,0	2,0	815,61	7,15	120...190	80200
3068-55	46,5	2,2	990,65	8,69	120...190	97150
	50,5	2,4	1173,34	10,29	120...190	115000
	55,0	2,6	1378,16	12,08	120...190	135000
	59,0	2,8	1596,00	14,00	120...190	157000
	63,0	3,0	1834,49	16,09	120...190	180000
	67,5	3,2	2085,86	18,29	120...190	205000
	73,5	3,5	2491,87	21,85	120...150	245000
Kinnise profiiliga spiraaltross ühe kihi Z-ristlõikeliste traatidega ГОСТ 3090-55	30,5	4,1	596	5,00	100...120	58700
	32,0	4,4	660	5,60	100...120	64800
	34,0	3,4	730	6,30	100...120	70800
	35,5	3,6	796	7,00	100...120	78300
Kinnise profiiliga spiraaltross ühe kihi Z-ristlõikeliste ja ühe kihi kiilukujuliste traatidega ГОСТ 7675-55	38,5	3,3	1000	8,55	110...140	98400
	40,5	3,7	1118	9,50	110...140	110200
	42,5	4,1	1210	10,30	110...140	119000
	45,0	4,6	1356	11,50	110...140	133000
	47,0	3,55	1460	12,50	110...140	144000
	51,0	4,1	1725	14,50	110...140	170000
Kinnise profiiliga spiraaltross ühe kihi Z-ristlõikeliste ja kahe kihi kiilukujuliste traatidega ГОСТ 7676-55	50	3,6	1790	14,95	110...120	176500
	52	4,0	1960	16,35	110...120	193000
	54	4,4	2064	17,30	110...120	203500
	55	3,4	2075	17,70	110...120	204500
	60	4,1	2390	19,80	110...120	236000
	65	3,7	2850	23,70	110...120	281000
	70	4,3	3292	27,20	110...120	324000

Märkus. Trossi purustava jõu väärtuseks on võetud

$P_{pur} = 0{,}82\sigma_t F$

kus σ_t — traadi tõmbetugevus,

F — trossi kõigi traatide summaarne ristlõikepindala.

KASUTATUD KIRJANDUS

1. Allikas, L. Plastmasskonstruktsioonid. Tallinna Polütehniline Instituut, 1965.
2. Basler, K. Welded Plate Girders. — Transactions of the American Society of Civil Engineers. Vol. 128, part II. 1963.
3. Bleich, F. Stahlhochbauten II. Verlag J. Springer, 1933.
4. Frömling, H. Stahlbau. Leipzig, Fachbuchverlag, 1955.
5. Herden, G. Schweiss- und Schneidetechnik. Halle, VEB Carl Marhold Verlag, 1960.
6. Internationale Fachtagung «Vorgespannte Stahlkonstruktionen» der Technischen Universität Dresden. Wissenschaftliche Veröffentlichungen der Technischen Universität Dresden, 1964.
7. Kazuo, Uchiyamo. The Buckling of the Cylindrical Shellroofs. USSR, 1966.
8. Kuhn, P. Stresses in Aircraft and Shell Structures. Mc-Graw-Hill Book Co, 1956.
9. Kulbach, V. Rippsüsteemide kasutamisest katuse sildekonstruktsioonides. — «Ehitus ja Arhitektuur», 1966, nr. 2.
10. Kulbach, V. Berechnung von Hängedächern mit negativer Krümmung als Schalen, die nur Zugwiderstand aufweisen. — Proceedings of the International Conference on Prestressed Metal Structures. Praha, 1966.
11. Laul, H. jt. Ehituskonstruktsioonide projekteerimise alused. Tallinn, «Valgus», 1969.
12. Makowski, Z. S. Räumliche Tragwerke aus Stahl. Düsseldorf, Verlag Stahleisen, 1963.
13. Skaloud, M. Berechnung der Stabilität von Wänden mit Anfangskrümmung. — Acta technika (Czechoslovak Academy Sciences) 1, 52—88, 1959.
14. Wagner, H. Z. Flugtechn. und Motorluftsch. 20, 200, 1929.
15. Аape И. И. О влиянии изгибной жесткости пояса тонкостенной балки на работу стенки. Труды ТПИ, серия А., № 229, 1965.
16. Аape И. И. Расчет гибких пластин при работе на сдвиг с учетом жесткости контурных ребер на сжатие. Труды ТПИ, серия А, № 229, 1965.
17. Аape И. И. Закритическое поведение пластинок при сдвиге. — «Известия АН ЭССР», том XIV, 1965, № 3.

18. Ааре И. И., Иднурм С. И. Расчет высоких тонкостенных металлических балок, Труды ТПИ, серия А, № 256, 1967.
19. Ааре И. И. К вопросу расчета металлических цилиндрических оболочек. Труды ТПИ, серия А, № 256, 1967.
20. Абаринов А. А., Петров В. П., Рожков Е. Е. Технология изготовления стальных конструкций. М. Стройиздат, 1963.
21. Беленя Е. И. Предварительно напряженные металлические несущие конструкции. М, Стройиздат, 1963.
22. Бирюлев В. В. Экспериментальные исследования работы стальных предварительно напряженных неразрезных подкрановых балок. — Публикации II Международной конференции по предварительно напряженным металлическим конструкциям. Прага, 1966.
23. Брауде З. И., Ляпин А. Г., Топилин Н. В. Конструкции из алюминиевых сплавов. М, Стройиздат, 1964.
24. Васильев А. А. Оптимальное напряженное состояние металлических предварительно напряженных балок, работающих в упругой стадии. — Известия ВУЗ по стр. и арх., 1966, № 1.
25. Висячие покрытия. (НИИЖБ Академии строительства и архитектуры СССР.) Под ред. И. М. Рабиновича. М, Стройиздат, 1962.
26. Вольмир А. С. Устойчивость упругих систем. ГИФМА, М, 1963.
27. Гайдаров Ю. В. Предварительно напряженные конструкции в промышленном строительстве. М, Стройиздат, 1960.
28. Инструкция по оформлению рабочих чертежей производственных и вспомогательных зданий промышленных предприятий. Выпуск 4. Металлические конструкции. (Госстрой СССР. Главстройпроект.) М, 1961.
29. Инструкция по проектированию предварительно напряженных стальных конструкций. Государственное издательство литературы по строительству. М, 1963.
30. Инструкция по проектированию ферм из одиночных уголков. (ЦНИИСК.) М, Стройиздат, 1963.
31. Кирсанов Н. М. Альбом конструкций висячих покрытий. М, «Высшая школа», 1965.
32. Косенко И. С. Висячие конструкции покрытий. М, Стройиздат, 1966.
33. Кульбах В. Р. О расчете пологих оболочек отрицательной кривизны, сопротивляющихся только растяжению. — «Известия АН ЭССР», том XIV, 1965, № 3.
34. Кульбах В. Р. Упрощенный расчет предварительно напряженных висячих покрытий отрицательной кривизны. — Труды ТПИ, серия А, № 200, 1963.
35. Кульбах В. Р., Энгельбрехт Ю. К. Расчет висячих покрытий отрицательной кривизны с конечным числом тросов. — Труды ТПИ, серия А, № 256, 1967.
36. Кульбах В. Р., Энгельбрехт Ю. К. О некоторых результатах расчета висячих покрытий отрицательной кривизны с конечным числом тросов. Труды ТПИ, серия А, № 256, 1967.

37. Кун П. Расчет на прочность оболочек в самолетостроении. М, Оборонгиз, 1961.
38. Ладе Р., Вагнер Г. Экспериментальное исследование напряженного состояния в диагонально растянутом поле. М, Оборонгиз, 1938.
39. Лессиг Е. Н., Лилеев А. Ф., Соколов А. Г. Стальные листовые конструкции. М, Стройиздат, 1956.
40. Лихтарников Я. М. Металлические конструкции. М, Стройиздат, 1962.
41. Мельников Н. П. Развитие металлических конструкций. М, Стройиздат, 1965.
42. Металлические конструкции. Сборник трудов № 43. (МИСИ им. В. В. Куйбышева.) М, Гос. научно-техн. издательство литературы по горному делу, 1962.
43. Металлические конструкции. Работы школы проф. Н. С. Стрелецкого. (МИСИ им. В. В. Куйбышева, Проектстальконструкция, ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко.) М, Стройиздат, 1966.
44. Морозов А. П. Универсальные межотраслевые промышленные здания больших пролетов. Л, М, Стройиздат, 1964.
45. Муханов К. К. Металлические конструкции. М, Стройиздат, 1963.
46. Облегченные металлические конструкции. Под ред. А. Г. Соколова. М, Стройиздат, 1963.
47. Покрытия общественных зданий. Под ред. Н. В. Никитина и К. С. Некрасова. (ЦНИИЭП зрелищных зданий и спортивных сооружений при Госстрое СССР.) М, Стройиздат, 1964.
48. Попов С. А. Строительные конструкции из алюминиевых сплавов. М, «Высшая школа», 1963.
49. Правила устройства электроустановок. (Гос. Комитет по энергетике и электрификации СССР.) М, Л, «Энергия», 1966.
50. Прогрессивные металлические конструкции для промышленного строительства. Под ред. В. И. Лобзенко и Р. С. Флорова. М, Стройиздат, 1963.
51. Проект инструкций по проектированию висячих покрытий. (ЦНИИСК, НИИЖБ, Проектстальконструкция.) М, 1964.
52. Савицкий Г. А. Антенно-мачтовые сооружения. М, Связьиздат, 1962.
53. Соколов А. Г. Опоры линии передач. М, Стройиздат, 1961.
54. Сперанский Б. А. Предварительно напряженные сквозные металлические конструкции. М, Стройиздат, 1967.
55. Соботка З. Висячие покрытия. Перевод с чешского. М, Стройиздат, 1964.
56. Справочник конструктора по стальным конструкциям. Под ред. Н. П. Мельникова. (Проектстальконструкция.) М, Стройиздат, 1965.
57. Справочник по общестроительным работам IX. Монтаж стальных конструкций. Под ред. Б. А. Хохлова. М, Стройиздат, 1959.
58. Справочник по специальным работам. Изготовление металлических конструкций. Под ред. Б. И. Беляева. М, Стройиздат, 1963.

59. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Металлические конструкции промышленных зданий и сооружений. Под ред. Н. П. Мельникова. (Проектстальконструкция.) М, Стройиздат, 1962.
60. Стрелецкий Н. С., Гениев А. Н., Беленя Е. И., Балдин В. А., Лессиг Е. Н. Металлические конструкции. М, Стройиздат, 1961.
61. Стрелецкий Н. С., Стрелецкий Д. Н. Проектирование и изготовление экономичных металлических конструкций. М, Стройиздат, 1964.
62. Стрелецкий Н. С., Беленя Е. И., Веденикова Г. С., Лессиг Е. Н., Муханов К. К. Металлические конструкции. Специальный курс. М, Стройиздат, 1965.
63. Строительные нормы и правила. Часть I, раздел В, глава 12. Металлы и металлические изделия. СНиП I-В. 12-62. М, Стройиздат, 1963.
64. Строительные нормы и правила. Часть II, раздел А, глава 11. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. СНиП II-А. 11-62. М, Стройиздат, 1962.
65. Строительные нормы и правила. Часть II, раздел В, глава 3. Стальные конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-В. 3-62. М, Стройиздат, 1963.
66. Строительные нормы и правила. Часть II, раздел В, глава 5. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. СНиП II-В. 5-64. М, Стройиздат, 1965.
67. Строительные нормы и правила. Часть II, раздел А, глава 6. Строительная климатология и геофизика. Основные положения проектирования. СНиП II-А. 6-62. М, Стройиздат, 1963.
68. Строительные нормы и правила. Часть III, раздел В, глава 5. Металлические конструкции. Правила изготовления, монтажа и приемки. СНиП III-В. 5-62. М, Стройиздат, 1963.
69. Технические правила по экономному расходованию металла, леса и цемента и по рациональному применению сборных железобетонных и металлических конструкций в строительстве (ТП 101-65). (Госстрой СССР.) М, Стройиздат, 1966.
70. Тимошенко С. П. Пластинки и оболочки. М, Гостехиздат, 1948.
71. Тимошенко С. П., Войновский-Кригер. Пластинки и оболочки. М, Государственное издательство физико-математической литературы, 1963.
72. Тимошенко С. П. Теория упругости. ОНТИ, 1937.

SISUKORD

Eessõna 5

1. **Suuresildelised katusekonstruktsioonid** 7
1.1. Suuresildelise katuse kujundamine 7
1.2. Talasõrestikud 12
1.3. Ruumilised sõrestikkandurid 22
1.3.1. Lõikuvatest vertikaalsõrestikest kandurid 23
1.3.2. Püramiididest moodustatud kandurid 25
1.4. Eelpingestatud täisseinalised talad 27
1.4.1. Tala kujundamine 29
1.4.2. Arvutus 34
1.4.3. Optimaalsed parameetrid 39
1.4.4. Tõmbi optimaalne pikkus 43
1.4.5. Ankrusõlm 46
1.4.6. Eelpingestatud sprengeltalad 51
1.4.7. Tala seina kohalik stabiilsus 52
1.4.8. Tõmb 53
1.4.9. Näiteid 54
1.5. Õhukeseseinalised talad 65
1.5.1. Lihtsustatud arvutusmeetodid 69
1.5.2. Tala seina arvutamine mittelineaarse elastsusteooria järgi 79
1.6. Seintalad 107
1.7. Suuresildelised raamkonstruktsioonid 114
1.8. Kaarkonstruktsioonid 127
1.8.1. Koormused ja sisejõud 130
1.8.2. Täisseinaliste kaarte dimensioonimine 134
1.8.3. Sõrestikkaarte dimensioonimine 137
1.8.4. Katuseroovide ja kaartevaheliste sidemete kujundamine . 140
1.8.5. Kaare kanna ja luku konstruktsioon 143
1.8.6. Kaare sisejõudude reguleerimine 144
1.8.7. Kaarkonstruktsioonide näiteid 145
1.9. Kuplid 148
1.9.1. Ribikuplid 149
1.9.2. Ribi-rõngaskuplid 152
1.9.3. Võrkkuplid 154
1.9.4. Tähetornikuplid 159
1.9.5. Kuplite näiteid 161
1.10. Ortotroopsed põikkoormusega plaadid 165

1.11. Tahkkandurid, silinderkoorikud 190
1.12. Rippkonstruktsioonid 218
1.12.1. Üksiku trossi arvutus 226
1.12.2. Paralleelse kandurina töötava tasapinnalise rippsüsteemi arvutus 236
1.12.3. Radiaalsete trosskanduritega süsteemi arvutus . . . 242
1.12.4. Negatiivse kõverusega rippkatuste arvutus 247
1.12.5. Rippkonstruktsioonide näiteid 262
2. Kõrghoonete kandekonstruktsioon 269
2.1. Postide paigutus 272
2.2. Hoone ruumiline jäikus 274
2.3. Karkassi kujundamine 277
2.4. Karkassi arvutus 284
3. Lehtkonstruktsioonid 286
3.1. Materjalid 287
3.2. Lehtede ühendamine 287
3.2.1. Neetühendused 288
3.2.2. Keevisühendused 289
3.3. Reservuaarid 290
3.3.1. Püstsilindrilised reservuaarid 291
3.3.2. Reservuaari arvutus 302
3.3.3. Reservuaari optimaalsed dimensioonid 314
3.3.4. Rõhtsilindrilised reservuaarid 316
3.3.5. Tilkreservuaarid 326
3.3.6. Sfäärreservuaarid 328
3.4. Gaasihoidlad 330
3.4.1. Muutuva mahuga gaasihoidlad 330
3.4.2. Alalise mahuga gaasihoidlad 347
3.5. Punkrid ja silod 350
3.5.1. Materjalid 351
3.5.2. Parameetrid 351
3.5.3. Koormused 352
3.5.4. Punkri geomeetria 353
3.5.5. Täisnurkristlõikega punkrid 354
3.5.6. Ümmargused punkrid 360
3.5.7. Paraboolsed punkrid 362
3.5.8. Silod 364
3.6. Suure läbimõõduga torustikud 365
3.6.1. Torustiku dimensioonimine 366
3.6.2. Torustiku arvutamine 370
4. Mastid 375
4.1. Tornmastid 385
4.2. Vantidega mastid 400
4.2.1. Üksiku vandi arvutus 404
4.2.2. Vantidega masti arvutus põikkoormusele 407
4.2.3. Mitmekorruseliste vantidega masti arvutus põikkoormusele 411
4.2.4. Masti tüve dimensioonimine 413
4.3. Raadio-, televisiooni- ja raadioreleeliinide mastid . . . 428
4.4. Kõrgepingeliinide mastid 440
4.5. Tõstemastid 445

5. Metallkonstruktsioonide projekteerimine, valmistamine ja montaaž 449
5.1. Projekteerimise staadiumid 449
5.2. KM-joonised 450
5.3. КМД-joonised 460
5.4. Metallkonstruktsioonide valmistamise üldskeem . . . 463
5.5. Metalli ettevalmistamine 465
5.6. Metalli töötlemine 470
5.6.1. Märkimine 471
5.6.2. Lõikamine 472
5.6.3. Aukude moodustamine 475
5.6.4. Hööveldamine ja freesimine 477
5.6.5. Painutamine 478
5.6.6. Valmisdetailide hoidmine 481
5.7. Detailide kokkupanek 482
5.7.1. Keevitatavate konstruktsioonide kokkumonteerimine . . 482
5.7.2. Konstruktsioonide keevitamine 485
5.7.3. Konstruktsioonide neetimine 503
5.8. Operatsioonid valmistoodete laos 505
5.9. Metallkonstruktsioonide montaaž 506
6. Metallkonstruktsioonide majanduslikkus 508
6.1. Metallkonstruktsioonide kasutusalad 508
6.2. Metalli maksumus 511
6.3. Tööjõukulu metallkonstruktsioonide valmistamisel . . 513
6.4. Konstruktsioonide maksumuse struktuur 517
6.5. Metallkonstruktsioonide tehaste areng 520
6.6. Metallkonstruktsioonide montaaži majanduslikkus . . 522
6.7. Kohalemonteeritud konstruktsioonide maksumus . . . 524
6.8. Metallkonstruktsioonide ökonoomne projekteerimine . . 525
7. Lisad 528
7.1. Eeskiri ГОСТ 380-60 süsinikteraste kasutamiseks . . 528
7.2. Õmblusteta terastorud (ГОСТ 8732-58, väljavõte) . . 530
7.3. Vee- ja gaasitorud (ГОСТ 3262-62) 538
7.4 Metallsüdamikuga terastrossid 539
Kasutatud kirjandus 541

Иоханнес Ааре, Валдек Кулбах. МЕТАЛЛИЧЕСКИЕ КОНСТРУКЦИИ II. На эстонском языке. Оформление обложки Л. Круусмаа. Издательство «Валгус». Таллин, Пярнуское шоссе, 10.

Toimetaja T. Masso. Kunstilised toimetajad R. Kelu ja M. Niin. Tehniline toimetaja M. Tammes. Korrektor M. Pohlak. Laduda antud 13. VI 1969. Trükkida antud 5. VI 1970. Kohila Paberivabriku trükipaber nr. 2. 54 × 84/16. Trükipoognaid 34,25. Tingtrükipoognaid 28,77. Arvestuspoognaid 28,41. Trükiarv 3000. MB-05901. Tellimuse nr. 3721. H. Heidemanni nim. trükikoda. Tartu, Ülikooli 17/19. II. Hind rbl. 1.43.

RbI. 1.43

A
23 657

77 277

TÜ RAAMATUKOGU
1 0300 00678115 9